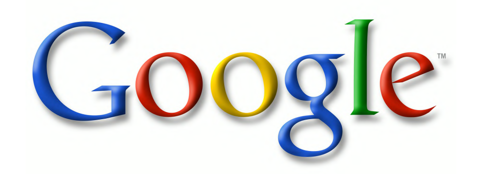


Hydraulisches Rechnen

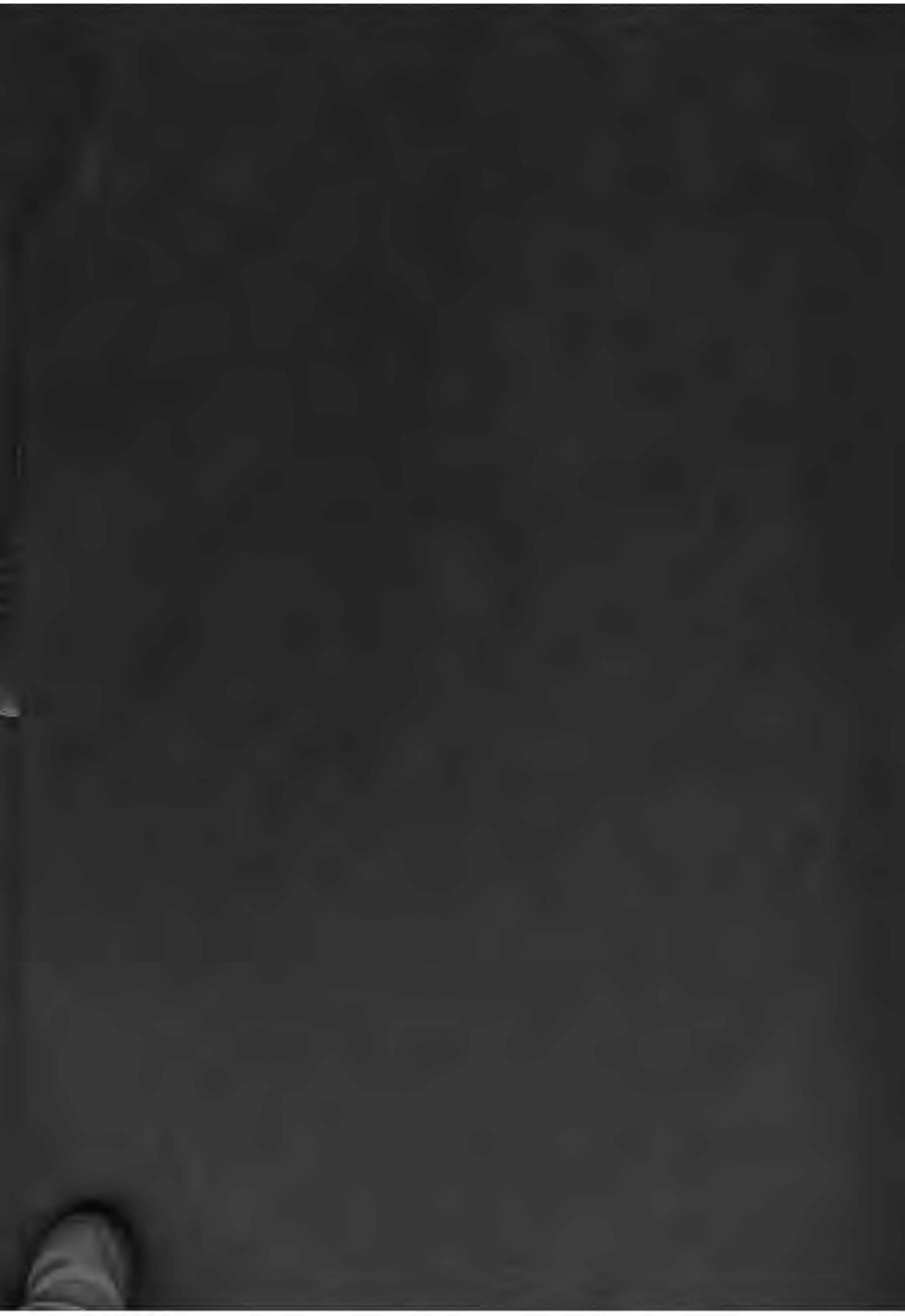
von Prof. Dr. Jng. R. Weyrauch

Zweite Auflage

Stuttgart

Verlag von Konrad Wittwer


1837
ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
TUEBOR
CIRCUMSPICE





Hydraulisches Rechnen

Hydraulisches Rechnen

Rechnungsverfahren und Zahlenwerte aus den Gebieten des Wasserbaus

Für die Praxis bearbeitet

von

Dr.-Ing. R. Weyrauch
Zivilingenieur
o. Professor der Kgl. Technischen Hochschule Stuttgart

Mit 107 Figuren im Text, 88 Tabellen und 8 Tafeln

Zweite, vollständig neu bearbeitete, stark vermehrte Auflage

Stuttgart
Verlag von Konrad Wittwer
1912

Druck der Union Deutsche Verlagsgesellschaft in Stuttgart.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Der Zweck vorliegender Arbeit wurde in der ersten Auflage mit nachstehenden Worten gekennzeichnet:

„Das vorliegende Werkchen soll den Ingenieuren die wichtigsten Formeln und Zahlenwerte des wasserbaulichen Rechnens bequem und mit für die Mehrzahl der Fälle ausreichender Vollständigkeit zur Verfügung stellen. Es sucht die immer größer werdende Lücke auszufüllen zwischen den allzu kurz gehaltenen allgemeinen Taschenbüchern und den Lehrbüchern, die nicht in der Lage sind, namentlich im Zahlenmaterial die Bedürfnisse der rasch arbeitenden Praxis genügend zu berücksichtigen. Vielleicht kann die Schrift auch zur Entlastung des wasserbaulichen Unterrichts beitragen."

Daß die zweite Auflage bereits nach zwei Jahren erforderlich wurde, scheint mir zu zeigen, daß die Arbeit ihren Zweck im großen und ganzen erfüllt hat. Der Umfang der neuen Auflage übersteigt denjenigen der ersten um mehr als das Doppelte.

Indem ich allen zur ersten Auflage gemachten sachlichen Bemerkungen zu entsprechen suchte, habe ich mich besonders bemüht, möglichst zahlreiche Erfahrungs- und Versuchsdaten beizubringen, um namentlich dem projektierenden Ingenieur die Wahl der Koeffizienten zu erleichtern. Dabei war es bei dem Zweck der Schrift und dem empirischen Charakter zahlreicher Probleme häufig notwendig, mehrere Methoden anzuführen, damit der Leser die gerade ihm bekannten Verfahren nicht vermisse; daß hierbei die Gültigkeitsgrenzen nicht immer angegeben werden konnten, liegt in der Natur der Sache.

Dem Herrn Verleger danke ich für sein bereitwilliges Eingehen auf

meine Wünsche und die Ausstattung des Buches; meinem Assistenten, Herrn Dipl.-Ing. *Theodor Öhler*, für seine freundliche Unterstützung.

Für Verbesserungs- und Ergänzungsvorschläge, besonders für Übersendung von Versuchsergebnissen und Erfahrungszahlen werde ich stets erkenntlich sein. Besonderen Dank schulde ich den Herren Fachgenossen, welche mir anläßlich der ersten und für diese zweite Auflage Mitteilungen zukommen ließen.

Stuttgart, im Oktober 1911.

Dr.-Ing. **R. Weyrauch.**

Inhaltsverzeichnis.

NB.! Die Gleichungen sind durch die einzelnen Kapitel durchnumeriert.

Verzeichnis der Tabellen.

Seite

---

der Tafeln.

ım. — $J = 0{,}0005$ bis $0{,}006$. — $m = 0{,}25$

nm. — $J = 0{,}005$ bis $0{,}06$. — $m = 0{,}25$

ım. — $J = 0{,}0005$ bis $0{,}006$. — $m = 0{,}35$

nm. — $J = 0{,}005$ bis $0{,}06$. — $m = 0{,}35$

)0 cm. — $J = 0{,}0005$ bis $0{,}01$. — $m = 0{,}35$

ür Kreisprofil und normales Eiprofil (3 : 2)

ıulprofils und Haubenprofils (zu S. 52).
:eilweiser Füllung, wenn für die Füllung
= 1 gesetzt ist. — Sohlenbreiten $S = 1{,}0$
).

Abkürzungen.

Es bedeutet:

A. P. C.	Annales des ponts et chaussées.
D. B.	Deutsche Bauzeitung.
Eng. News	Engineering News.
S. B.	Schweizerische Bauzeitung.
Z. B.	Zentralblatt der Bauverwaltung.
Z.G.K.	Zeitschrift für Gewässerkunde.
Ga	Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung.
Ge	Gesundheitsingenieur.
H.	Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins Hannover.
Ö. W. B.	Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst.
Ö. Z.	Zeitschrift des österreichischen Architekten- und Ingenieurvereins.
Z.	Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.

Häufig gebrauchte Buchstabenbezeichnungen.

B, b	Breitenmaße.
c	Geschwindigkeiten.
D, d	Durchmesser.
F, f	Querschnittsgrößen.
g	Beschleunigung.
H, h	Wasser-, Druckhöhen.
J	Gefälle pro Längeneinheit.
k	Rauhigkeitskoeffizient.
L, l	Längen.
λ	Widerstandskoeffizienten.
m	Masse.
P	Profilradius.
p	Pressung.
Q, q	Wassermengen.
R, r	Kreishalbmesser.
S, s	Längen.
T, t	Wassertiefen.
U	benetzter Umfang.
u	Geschwindigkeiten.
v	Geschwindigkeiten.
W	Widerstand.
x	Längen.
Y, y	Druckhöhendifferenzen.
Z, z	Stauhöhen.
ζ, η, ξ	Rauhigkeitskoeffizienten.

Vorbemerkungen.

Bei allen Formeln der praktischen Hydraulik ist festzuhalten, daß sie nicht abgeleitet sind aus Gesetzen, nach denen die Bewegung des Wassers in Wirklichkeit vor sich geht, sondern, daß sie lediglich versuchen, in beschränktem Geltungsbereich eine mehr oder weniger rohe Annäherung an die wirklichen Verhältnisse zu geben.

Die wesentlichen Umstände, welche bei unseren Formeln unberücksichtigt bleiben, sind die folgenden: Das Wasser ist weder vollkommen flüssig, noch unzusammendrückbar. Die einzelnen Wassermolekeln üben Reibungskräfte aufeinander aus. Das spezifische Gewicht des Wassers ist infolge von Temperatur- und Druckunterschieden nicht an allen Punkten eines Querschnitts gleich. Die sogenannte mittlere Geschwindigkeit ist in Wirklichkeit nur eine Rechnungsgröße aus der Definition $v = Q : F$. Es ist bisher nicht gelungen, ganz einwandfrei festzustellen, von welchen Größen der Rauhigkeitskoeffizient abhängt, speziell ob oder wann er der ersten oder zweiten Potenz der Geschwindigkeit proportional ist.

Trotz alledem wird man bei vorsichtigen Annahmen in der Mehrzahl der Fälle Rechnungsergebnisse erhalten, die mit der Wirklichkeit recht gut übereinstimmen. Man darf sich daher auch nicht verleiten lassen, hydraulische Rechnungen ungenau durchzuführen. Die von manchen Ingenieuren empfohlene flüchtige Rechnungsweise in wasserbaulichen Dingen ist durchaus zu verwerfen. Die genaue Rechnung kostet wenig mehr Mühe und Zeit als die flüchtige, und man kann immer noch am Schluß einer Rechnung das Resultat abrunden, während man bei Einführung von Vernachlässigungen im Verlauf einer Rechnung am Ende derselben nicht imstande ist, anzugeben, auf welchen Grad von Genauigkeit das Resultat Anspruch machen kann. Derartiges Rechnen mit Vernachlässigungen erschwert außerdem die Kontrolle einer von dritter Seite ausgeführten Rechnung in hohem Maße. Man wird also festhalten müssen: Die Rechnungen seien ebenso genau wie die Unterlagen. Vernachlässigungen sind in der Rechnung stets kenntlich zu machen.

Bei der Dimensionierung wasserbaulicher Anlagen ist große Vorsicht vonnöten, namentlich wo es sich um Bauten handelt, welche bei außergewöhnlichen Naturereignissen in Tätigkeit treten, wie Hochwasserprofile, Hochwasserüberfälle, Städtekanalisationen usw. Hier wird man oft weiter gehen müssen, als nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten notwendig oder berechtigt wäre.

Oft ist es sehr schwer, wenn nicht unmöglich, die Wirkungen rechnerisch anzugeben, welche Veränderungen an wasserbaulichen Einrichtungen, wie Triebwerken, Wehren, Ausflußöffnungen, Werkkanälen usw., zur Folge haben werden. In solchen Fällen muß man suchen Analogieschlüsse zu ziehen und ohne Zahlen auszukommen. Vielfach führt die Rechnung mit Verhältniswerten zum Ziel.

Anm. Für die häufig notwendige Auflösung von Gleichungen höheren Grads empfiehlt sich die Mehmkesche logarithmisch-graphische Methode. In vielen Fällen wird das folgende Verfahren gute Dienste leisten. Es sei z. B. gegeben die Gleichung:

$$5\,x^4 - 32\,x - 15 = 0$$

Mit $x = 1$ kommt $f(x) = -42$
Mit $x = 2$ kommt $f(x) = +1$

Die graphische Auftragung nach Fig. 1 ergibt den Wert $x = 1{,}95$ für $f(x) = 0$. Manchmal braucht man drei Punkte zur Aufzeichnung des Kurvenstücks. Die Annahme des ersten x-Werts kann man ohne lange Überlegung machen.

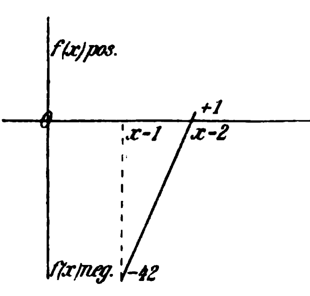


Fig. 1.

Kapitel I.

Allgemeine Gleichungen für die Bewegung des Wassers.

---

§ 1. Bewegung des Wassers in geschlossener Leitung mit veränderlichem Querschnitt.

In einer geschlossenen Leitung von veränderlichem Querschnitt befinde sich Wasser im Beharrungszustand der Bewegung. Dabei falle im Zeitelement die Wasserscheibe vom Inhalt $F \cdot d\,s$ und Gewicht $\gamma \cdot F \cdot d\,s$ um die Höhe $d\,y$ (γ = spezifisches Gewicht des Wassers). In solchem Fall muß Gleichgewicht herrschen zwischen der Arbeit der Schwere einerseits und den ihr entgegengesetzt wirkenden Arbeiten der Reibung und der hydraulischen Pressung.

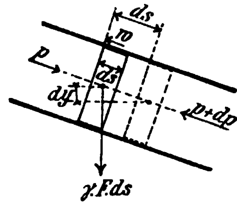
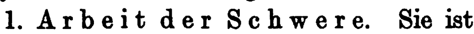


Fig. 2.


1. Arbeit der Schwere. Sie ist


$$(\gamma \cdot F \cdot d\,s) \cdot d\,y \qquad 1$$

2. Arbeit des Reibungswiderstandes. Dieser betrage pro Flächeneinheit der Leitungswand W, ihr benetzter Umfang sei U, also ist der auf der Strecke $d\,s$ an der Scheibe wirkende Reibungswiderstand $W \cdot U \cdot d\,s$. Ihm entspricht ein gewisser Druckhöhenverlust: $d\,B$ mit dem Wassersäulengewicht $\gamma \cdot F \cdot d\,B$, es gilt also die Beziehung:

$$\gamma \cdot F \cdot d\,B = W \cdot U \cdot d\,s$$

und die vom Reibungswiderstand auf der Strecke $d\,s$ geleistete Arbeit ist:

$$\gamma \cdot F \cdot d\,B \cdot d\,s = W \cdot U \cdot d\,s \cdot d\,s \qquad 2$$

Diese Arbeit wirkt entgegen der Arbeit der Schwere.

3. Arbeit der hydraulischen Pressung. Die Wasserscheibe erfährt eine hydraulische Pressung, deren Wert von links $p \cdot F$, von rechts $(p + d\,p) \cdot F$ beträgt. Die resultierende Pressung ist also $- d\,p \cdot F$ und die von ihr auf der Strecke $d\,s$ geleistete Arbeit ist:

$$- F \cdot d\,p \cdot d\,s \qquad 3$$

Die Summe aller dieser Arbeiten muß gleich sein der Änderung der lebendigen Kraft auf $d\,s$, deren Wert ist:

$$d\,A = m \cdot d\left(\frac{v^2}{2}\right)$$

oder, da

$m = \gamma \cdot F \cdot d\,s : g$ ($g = 9{,}81$ Beschleunigung der Schwere),

$$d\,A = \frac{\gamma}{g} \cdot F \cdot d\,s \cdot d\left(\frac{v^2}{2}\right) \qquad 4$$

Aus Gl. 1, 2, 3 und 4 ergibt sich nun nach Durchdivision mit dem Faktor $\gamma \cdot F \cdot d\,s$:

$$\frac{1}{g} \cdot \int d\left(\frac{v^2}{2}\right) = \int d\,y - \int d\,B - \frac{1}{\gamma}\int d\,p \qquad 5$$

woraus

$$\frac{v_2{}^2 - v_1{}^2}{2\,g} = (y_2 - y_1) - (B_2 - B_1) + \frac{p_1 - p_2}{\gamma} \qquad 6$$

oder

$$\frac{v_2{}^2 - v_1{}^2}{2\,g} + (B_2 - B_1) = (y_2 - y_1) + \frac{p_1 - p_2}{\gamma} = H \qquad 7$$

Der erste Bruch bezieht sich auf die Veränderung der Geschwindigkeit, $(B_2 - B_1)$ auf die Überwindung der Reibungswiderstände. Die Größe H bezeichnet man als „wirksame Druckhöhe“.

§ 2. Bewegung des Wassers in geschlossener Leitung mit konstantem Querschnitt.

Wenn die Geschwindigkeit wegen $F = constans$ ebenfalls konstant bleibt, so geht Gl. 5 über in

$$\int d\,B = \int d\,y - \frac{1}{\gamma}\int d\,p \qquad 8$$

und Gl. 7 in:

$$B_2 - B_1 = (y_2 - y_1) + \frac{p_1 - p_2}{\gamma} = H \qquad 9$$

Aus

$$\gamma \cdot F \cdot d\,B = W \cdot U \cdot d\,s$$

folgt

$$d\,B = \frac{W \cdot U}{\gamma \cdot F} \cdot d\,s$$

Der Integration von $d\,s$ zwischen den Grenzen $s_1 = 0$ und $s_2 = 1$ soll die Integration von $d\,B$ zwischen den Grenzen $B_1 = 0$ und $B_2 = B$ entsprechen, dann ist:

$$B = \frac{W \cdot U}{\gamma \cdot F} \qquad 10$$

Diese Größe stellt nach dem Vorhergehenden (Gl. 7) die auf der Längeneinheit zur Überwindung der Reibungswiderstände verbrauchte Druckhöhe dar.

Die allgemeinste e m p i r i s c h e Gleichung für die Beziehung zwischen Reibungswiderstand und Geschwindigkeit lautet:

$$W = \gamma (a \cdot v + b \cdot v^2 + c \cdot v^3 + \ldots) \qquad 11$$

Dabei sind a, b, c Koeffizienten, die jede nötige Nebenbedingung enthalten können. Es ist üblich geworden, für die normal auftretenden Geschwindigkeiten den abgekürzten Ausdruck:

$$W = \gamma \cdot b \cdot v^2 \qquad 12$$

zu verwenden.

Damit ist:

$$B = \frac{b \cdot v^2 \cdot U}{F} \qquad 13$$

In der Regel bezeichnet man die Größe B in Gl. 10 „den Druckhöhenverlust pro Längeneinheit" mit J. Dann erhält man aus Gl. 13 mit

$$F : U = P \text{ (Profilradius) und } \sqrt{\frac{1}{b}} = k$$

die bekannte Formel für gleichförmige Bewegung in geschlossenem Querschnitt:

$$v = k \sqrt{P \cdot J} \qquad 14$$

und für die zugehörige Wassermenge:

$$Q = F \cdot v = k \cdot F \sqrt{P \cdot J} = k \sqrt{\frac{F^3}{U} \cdot J} \qquad 15$$

Aus dieser Entwicklung folgt der Satz, daß zur Bewegung einer Flüssigkeit von beliebigem spezifischen Gewicht auf einer Strecke von konstantem Querschnitt lediglich die zwischen Anfang und Ende der Strecke herrschende Wasserspiegel- bzw. Druckhöhendifferenz maßgebend ist.

Für sehr kleine Geschwindigkeiten verwendet man den Ausdruck

$$W' = \gamma \cdot a \cdot v$$

und erhält damit

$$J = B = \frac{a \cdot v \cdot U}{F}$$

und mit $\frac{1}{a} = c$

$$v = c \cdot P \cdot J \qquad 14a$$

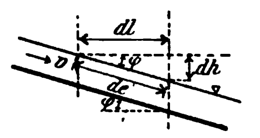


Fig. 3.

A n m. 1. Die Gl. 14 wurde 1755 von B r a h m s und C h é z y aufgestellt.

A n m. 2. Eigentlich ist $J = \operatorname{tg} \varphi = \frac{dh}{dl}$ (Fig. 3), wegen der Kleinheit des Winkels φ kann man aber statt dl die tatsächlich gemessene Strecke de verwenden, also statt $\operatorname{tg} \varphi$ $\sin \varphi$ für J setzen.

§ 3. Bewegung des Wassers in offenem Gerinne mit veränderlichem Querschnitt.

Die vorstehenden Ausführungen gelten allgemein für die Bewegung unter Druck befindlicher Flüssigkeiten. Sinkt dieser Druck an allen Stellen

der Leitung auf den Atmosphärendruck herab, so kann man an Stelle der geschlossenen Leitung ein offenes Gerinne treten lassen. Die Arbeit der hydraulischen Pressung verschwindet damit aus Gl. 5 und man erhält aus ihr:

$$\int d\,y = \frac{1}{g}\int d\left(\frac{v^2}{2}\right) + \int d\,B \qquad 16$$

woraus mit dem in § 2 ermittelten Wert für $d\,B$ sich durch Integration

$$y_2 - y_1 = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2\,g} + \int\limits_{s_1}^{s_2} \frac{W \cdot U}{\gamma \cdot F} \cdot d\,s$$

ergibt. Mit $v^2 = Q^2 : F^2$, $\sqrt{\frac{1}{b}} = k$ und Gl. 12 erhält man:

$$\frac{W \cdot U}{\gamma \cdot F} = \frac{Q^2 \cdot U}{k^2 \cdot F^3} \qquad 16a$$

und damit

$$Y = y_2 - y_1 = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2\,g} + Q^2 \int\limits_{s_1}^{s_2} \frac{U}{k^2 \cdot F^3} \cdot d\,s \qquad 17$$

als Ausdruck für die ungleichförmige Bewegung des Wassers in offenen Gerinnen mit veränderlichem Querschnitt.

Die Integration der Differentialgleichung ist durchführbar, wenn F und U in Funktion von s gegeben sind, was jedoch im allgemeinen nicht der Fall ist. Man muß deshalb meist einzelne kurze Strecken von solcher Länge auswählen und untersuchen, daß auf jeder Teilstrecke je ein mittlerer, also unveränderlicher Querschnitt zugrunde gelegt werden kann.

Anm. Über den sogenannten Wassersprung vgl. besonders [128].

§ 4. Integration mit endlichen Strecken.

Je dem Anfangs- und Endprofil einer Teilstrecke sollen entsprechen die Werte U_a, F_a, k_a und U_e, F_e, k_e. Hieraus erhalte man die arithmetischen Mittelwerte U_m, F_m und k_m. Dann erhält man statt des Werts $U \cdot d\,s : k^2\,F^3$ den Näherungswert

$$\left(\frac{U_m}{k_m^2 \cdot F_m^3}\right) \cdot \Delta\,s$$

und mit

$$v_e = \frac{Q}{F_e}, \quad v_a = \frac{Q}{F_a}$$

die für jede Einzelstrecke geltende Gleichung:

$$\Delta\,Y = y_e - y_a = Q^2 \left[\frac{U_m}{k_m^2 \cdot F_m^3} \cdot \Delta\,s + \frac{1}{19{,}62}\left(\frac{1}{F_e^2} - \frac{1}{F_a^2}\right)\right] \qquad 18$$

Das zweite Klammerglied stellt die Änderung der lebendigen Kraft dar. Ist

$F_e > F_a$ / $F_e < F_a$ so wird das zweite Klammerglied negativ, / positiv, und der Gesamtwert des Gefälls wird dadurch ermäßigt, / erhöht.

Geschehen die Querschnittsänderungen nicht allmählich, sondern mehr oder weniger unvermittelt, so tritt Wirbelbildung ein, welche Gefälle verbraucht, und so in der Regel die bei Querschnittsvergrößerungen eintretende Gefällsersparnis aufzehrt. Bubendey empfiehlt deshalb [158] S. 118, den Wert des zweiten Klammerglieds dann nicht zu berücksichtigen, wenn er negativ ausfällt. Dies ist bei allen Staukurven der Fall, da die Wassergeschwindigkeit nach dem Wehr hin abnimmt.

Der Wert k muß zunächst geschätzt oder unter plausiblen Annahmen vorläufig bestimmt werden. Eventuell wird eine zweite Berechnung mit verbesserten k-Werten erforderlich.

Weiteres hierzu vgl. unter § 43.

§ 5. Bewegung des Wassers in offenem Gerinne mit konstantem Querschnitt.

Mit $F = const.$ ergibt sich in § 3 $v_2 = v_1$ und $U = const.$ Damit erhält man aus Gl. 17:

$$Y = \frac{Q^2 \cdot U}{k^2 \cdot F^3} \cdot (s_2 - s_1) \qquad 19$$

oder mit

$$\frac{Y}{s_2 - s_1} = J = \frac{Q^2 \cdot U}{k^2 \cdot F^3}$$

und

$$v = \frac{Q^2}{F^2}; \quad \frac{F}{U} = P$$

die Gleichungen:

$$\left.\begin{array}{l} v = k \sqrt{P \cdot J} \\ \text{und} \\ Q = F \cdot v = k \cdot F \sqrt{P \cdot J} = k \sqrt{\frac{F^3}{U} \cdot J} \end{array}\right\} \qquad 20$$

wie Gl. 14 und 15. Die Gl. 14 und 15 gelten also für offene und geschlossene Leitungen, sie setzen aber eine gewisse Regelmäßigkeit des Querschnitts voraus, derart, daß F und U mit zunehmender Wassertiefe stetig wachsen. Trifft dies bei einem Querschnitt nicht zu, so ist er zur Berechnung in einzelne Teile zu zerlegen.

Anm. 1. Ist in einem rechteckig angenommenen Profil die Wassertiefe t sehr klein gegenüber der Spiegelbreite b, so ist angenähert $P = \frac{b \cdot t}{b + 2t} \cong t$ und man erhält die häufig für natürliche Wasserläufe, namentlich bei Niederwasser verwendete Gleichung:

$$v = k \sqrt{t \cdot J} \qquad 21$$

Anm. 2. Für sehr kleine Geschwindigkeiten verwendet man auch hier (vgl. Gl. 14a):

$$v = c \cdot P \cdot J$$

woraus für rechteckige Profile bei sehr kleiner Wasserhöhe sich:

$$v = c \cdot h \cdot J \qquad 22$$

ergibt.

Anm. 3. Das Bernoullische Theorem für offene Wasserläufe lautet bekanntlich (vgl. Fig. 3):

$$\frac{d\,h}{d\,l} = \eta \cdot \frac{v^2}{2\,g} \qquad 23$$

wo $g = 9{,}81$ und η ein Koeffizient ist. Setzt man $\eta = \xi \cdot \frac{U}{F}$, so folgt:

$$d\,h = \frac{\xi}{2\,g} \cdot v^2 \cdot \frac{U}{F} \cdot d\,l \qquad 24$$

Mit $\frac{\xi}{2\,g} = \frac{1}{k^2}$ $\frac{d\,h}{d\,l} = J$ $\frac{U}{F} = \frac{1}{P}$ (Profilradius) folgt:

$$v^2 = k^2 \cdot P \cdot J$$

oder

$$v = k \cdot \sqrt{P \cdot J}$$

wie Gl. 14 und 20.

Anm. 4. Aus Gl. 24 folgt:

$$h = \xi \cdot \frac{v^2}{2\,g} \cdot \frac{U}{F} \cdot l$$

woraus mit $\zeta = 4\,\xi$ und für das Kreisprofil mit $\frac{U}{F} = \frac{4}{D}$

$$h = \zeta \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{v^2}{2\,g} \qquad 25$$

als häufig benutzte Formel zur Berechnung von Kreisprofilen sich ergibt.

§ 6. Bewegung auf einer Flußstrecke zwischen zwei gegebenen Punkten.

Ein Fluß habe die Breite b, gegenüber welcher die Tiefe nicht erheblich sei. Auf der Strecke l sei die Wassermenge Q konstant. Es sollen sich ferner (vgl. Fig. 4) oben J_0 und v_0, unten J_1 und v_1 entsprechen.

Dann ist:

oben $F_0 = \frac{Q}{v_0}$, unten $F_1 = \frac{Q}{v_1}$

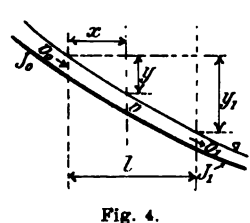


Fig. 4.

und wenn bei der Wassertiefe z allgemein: $F = b \cdot z$ gesetzt werden kann,

oben $b \cdot z_0 = \frac{Q}{v_0}$ unten $b \cdot z_1 = \frac{Q}{v_1}$

woraus:

$$z_0 = \frac{Q}{b \cdot v_0} \qquad z_1 = \frac{Q}{b \cdot v_1}. \qquad 26$$

Die Werte z_0 und z_1 entsprechen, wie die Gl. 26 zeigt, den mittleren Profilradien. Es ist also:

$$v_0 = k_0 \sqrt{z_0\,J_0} \qquad v_1 = k_1 \sqrt{z_1\,J_1}$$

woraus:

$$z_0 = \frac{Q}{b \cdot k_0 \sqrt{z_0 \cdot J_0}} \qquad z_1 = \frac{Q}{b \cdot k \sqrt{z_1 J_1}} \tag{27}$$

Herrscht oberhalb des oberen Querschnitts und unterhalb des unteren gleichförmige Bewegung, so kann man z_0 und z_1, also auch k_0 und k_1 ermitteln. Bei nahe aneinander liegenden Werten kann man hierbei den Mittelwert verwenden:

$$k = \frac{k_0 + k_1}{2}$$

Dann wird an beliebiger Stelle zwischen beiden Querschnitten $F = \frac{Q}{v}$, also mit $U = b$, $W = c^2 \cdot v^2$ (entsprechend Gl. 12) und $c = \frac{1}{k}$ aus Gl. 10, 16 und 16 a

$$d\,y = \frac{b \cdot v^3}{k^2 \cdot Q} \cdot d\,x + d\left(\frac{v^2}{2\,g}\right) \tag{28}$$

Ändert sich die Geschwindigkeit im Fluß gleichmäßig, so kann man bei abnehmendem Gefälle und konstanter Breite setzen:

$$v = v_0 - \frac{v_0 - v_1}{l} \cdot x$$

woraus

$$d\,v = - \frac{v_0 - v_1}{l} \cdot d\,x$$

also

$$d\,x = - \frac{l}{v_0 - v_1} \cdot d\,v$$

somit kommt aus Gl. 28 für $d\,y$

$$d\,y = - \frac{b \cdot l}{k^2 \cdot Q\,(v_0 - v_1)} \cdot v^3 \cdot d\,v + d\left(\frac{v^2}{2\,g}\right) \tag{29}$$

woraus sich durch Integration:

$$y = - \frac{b \cdot l \cdot v^4}{4\,k^2 \cdot Q\,(v_0 - v_1)} + \frac{v^2}{2\,g} + C \tag{30}$$

ergibt. Für $y = 0$ ist $v = v_0$, also ist

$$C = \frac{b \cdot l \cdot v_0^4}{4 \cdot k^2 \cdot Q\,(v_0 - v_1)} - \frac{v_0^2}{2\,g}$$

somit:

$$y = \frac{b \cdot l \cdot (v_0^4 - v^4)}{4 \cdot k^2 \cdot Q\,(v_0 - v_1)} - \frac{v_0^2 - v^2}{2\,g} \tag{31}$$

Beispiel. Für $J_0 = 0{,}0036$ $J_1 = 0{,}0031$ $v_0 = 5{,}0$ $v_1 = 4{,}80$ $Q = 185$ $b = 12{,}9$ $x_1 = 3100$ ergibt sich unter Annahme von $k = 50$:

$$y_1 = 10{,}18 - 0{,}10 = 10{,}08 \text{ m.}$$

ebenso kann man die Zwischenpunkte berechnen.

Führt man in Gl. 30 als Bedingung ein, daß für $v = v_1$ das Gefälle $y = y_1$ wird, so kommt aus Gl. 30:

$$y_1 = -\frac{b \cdot l \cdot v_1^4}{4 k^2 \cdot Q (v_0 - v_1)} + \frac{v_1^2}{2 g} + C, \text{ also mit } C = y_1 + \frac{b \cdot l \cdot v_1^4}{4 k^2 \cdot Q (v_0 - v_1)} - \frac{v_1^2}{2 g}$$

$$y = y_1 - \frac{b \cdot l \cdot (v^4 - v_1^4)}{4 k^2 \cdot Q (v_0 - v_1)} + \frac{v^2 - v_1^2}{2 g} \qquad 32$$

Da hieraus für $v = v_0$ sich $y = 0$ ergeben muß, so ist Nebenbedingung:

$$y_1 = \frac{b \cdot l \cdot (v_0^4 - v_1^4)}{4 k^2 \cdot Q (v_0 - v_1)} - \frac{v_0^2 - v_1^2}{2 g} \qquad 33$$

woraus sich bei bekanntem y_1, v_0, v_1 der erforderliche bzw. zulässige Wert von l ergibt.

Die im vorstehenden Paragraphen gegebenen Gleichungen finden Verwendung insbesondere bei der Berechnung von Durchstichen.

Bei Veränderungen von Profilen setzt man bisweilen $v = const.$ voraus und erhält so mit $P = t$

$$v = \frac{100 t}{m + \sqrt{t}} \cdot \sqrt{J}$$

und mit

$$J_1 = J \cdot \frac{l}{l_1}$$

(wobei l die ursprüngliche, l_1 die neue infolge des Durchstichs verkürzte Flußstrecke bedeutet) die neue Wassertiefe t_1 aus

$$\frac{100 t_1}{m + \sqrt{t_1}} \cdot \sqrt{J_1} = \frac{100 t}{m + \sqrt{t}} \cdot \sqrt{J}$$

$$\frac{t_1}{m + \sqrt{t_1}} = \left(\frac{t}{m + \sqrt{t}} \sqrt{\frac{J}{J_1}}\right) = X$$

$$t_1 = m \cdot X + \sqrt{t_1} \cdot X$$

Mit $\sqrt{t_1} = y$

kommt nach Umordnen

$$y = +\frac{X}{2} \pm \sqrt{\frac{X^2}{4} + m \cdot X}$$

woraus

$$t_1 = \left[\frac{X}{2} \pm \sqrt{\frac{X^2}{4} + m \cdot X}\right]^2$$

Da auch Q konstant ist, so ist die neue Gerinnebreite b_1 zu bestimmen aus

$$Q = \frac{100 . t_1}{m + \sqrt{t_1}} \cdot b_1 \cdot t_1 \sqrt{J_1}$$

woraus

$$b_1 = \frac{(m + \sqrt{t_1}) \cdot Q}{100 \cdot t_1^2 \cdot \sqrt{J_1}}$$

Diese Berechnungsweise kann bei ganz kurzen Durchstichen Anwendung finden.

§ 7. Wechsel der Gerinnebreite und Gerinnetiefe bei gleichbleibendem Gefälle.

Bei konstanter Wassermenge hat man nach Gl. 22 die beiden Beziehungen:

$$v_1^2 = k_1^2 \cdot t_1 \cdot J$$
$$v_2^2 = k_2^2 \cdot t_2 \cdot J$$

und mit $Q = const.$

$$(Q =)\ v_1 \cdot t_1 \cdot b_1 = v_2 \cdot t_2 \cdot b_2.$$

Nimmt man k ebenfalls konstant an, so erhält man mit den beiden ersten Gleichungen:

$$\frac{t_2}{t_1} = \frac{v_2^2}{v_1^2} = \frac{t_1^2 \cdot b_1^2}{t_2^2 \cdot b_2^2}$$

und hieraus:

$$\frac{t_2}{t_1} = \sqrt[3]{\frac{b_1^2}{b_2^2}}$$

woraus als erste Näherungsformel:

$$t_2 = t_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{b_1^2}{b_2^2}} \qquad 34$$

(vgl. hierzu § 12, III, Anm.). Diese Gleichung setzt Lorenz [121] S. 111 in die von ihm entwickelte Formel:

$$\frac{t_2^3}{t_1^3} = \frac{b_1^2}{b_2^2} \left(1 - 2 \cdot \frac{t_1}{b_1} + 2 \cdot \frac{t_2}{b_2}\right)$$

ein und erhält damit genauer:

$$\frac{t_2}{t_1} = \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left\{1 - \frac{2 \cdot t_1}{3 \cdot b_1} \left[1 - \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{\frac{5}{3}}\right]\right\}$$

oder umgekehrt:

$$\frac{b_2}{b_1} = \left(\frac{t_1}{t_2}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left\{1 - \frac{t_1}{b_1} \cdot \left[1 - \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^{\frac{5}{2}}\right]\right\}$$

Diese Formeln können eventuell zur Berechnung des Brückenstaus Verwendung finden, vgl. § 51.

§ 8. Die Schleppkraft und ihre Berücksichtigung.

Die nachstehenden Ausführungen folgen im allgemeinen den Kreuterschen Untersuchungen.

A. Definitionen. Die Schleppkraft ist diejenige Kraft, mit welcher das fließende Wasser die Teilchen zu verschleppen sucht, aus welchen Sohle und Wände eines Gerinnes bestehen oder von welchen sie bedeckt werden.

Im Beharrungszustand der Wasserbewegung muß der Widerstand dieser Teilchen gegen Verschleppung mindestens gleich der Schleppkraft des Wassers sein, wenn ein Angriff auf Sohle und Wände vermieden sein soll.

Die Beschleunigung eines Wasserteilchens von der Masse m ist in der Fließrichtung $g \cdot J$, wo J das spezifische Wasserspiegelgefälle bedeutet. Die beschleunigende Kraft ist dann $m \cdot g \cdot J$. Betrachtet man ein Stück Sohlenfläche von 1 qm und führt die Masse der ganzen auf ihr stehenden Wassersäule ein, so ist bei der Wassertiefe t das Volumen des Wasserkörpers $V = t$, sein Gewicht in Kilogramm $G = 1000\,t$, seine Masse $M = 1000\,t : g$, woraus mit dem obenstehenden Ausdruck $m \cdot g \cdot J$ sich die einfache Formel

$$S = 1000 \cdot t \cdot J \text{ kg/qm} \qquad 35$$

für die Größe der Schleppkraft ergibt.

Von der Tiefe t_0 ab, in welcher der Widerstand eines Gerinnes kleiner ist als S, werden die Wandungen und die Sohle angegriffen, bzw. das Geschiebe setzt sich in Bewegung. Zum Inbewegungsetzen von Geschieben ist jedoch ein größeres S notwendig, als vorhanden ist, wenn die bewegten Geschiebe wieder zur Ruhe kommen.

B. Abfuhrziffer, abgeführte Geschiebemenge. In einem Gerinne sollen eine Anzahl Schichten Kies von gleicher Dicke und gleichem spezifischen Gewicht übereinander liegen. Die zur Bewegung einer (der obersten) Schicht notwendige Schleppkraftstärke sei S_0, ferner sei q die sekundlich durch einen Breitenmeter des Gerinnes bewegte Geschiebemenge. Kreuter bezeichnet nun den Ausdruck:

$$\chi = \frac{q}{S\,(S - S_0)} \qquad 36$$

als Abfuhrzahl und erhält für ein Gerinne von der Breite b und der Tiefe t als sekundliche Abfuhrmenge $\int_0^b q \cdot d\,x$, wo $d\,x$ quer über das Gerinne gemessen wird. Mit Gl. 36 folgt hieraus spezieller:

$$G = \chi \int_0^b S\,(S - S_0)\,d\,x \qquad 37$$

oder mit

$$S = 1000 \cdot t \cdot J \qquad S_0 = 1000 \cdot t_0 \cdot J$$

$$G = \chi\,(1000 \cdot J)^2 \int_0^b (t - t_0) \cdot t \cdot d\,x \qquad 38$$

wobei in der Summe nur die Stellen des benetzten Umfangs zu berücksichtigen sind, an welchen $t > t_0$, da an allen flacheren Stellen Geschiebeabfuhr nicht stattfindet. Über die Größe von χ ist noch wenig bekannt.

C. Böschungsform. Bezeichnet man als Grenzwinkel ρ den Winkel, unter welchem eine sich selbst überlassene Böschung eben noch stehen bleibt, so muß sie einrutschen, sobald sie von fließendem Wasser berührt wird. Die künstliche Böschung eines Gerinnes muß also unter Wasser stets flacher sein als der Grenzwinkel.

Da der Grenzwinkel auch von der Klebrigkeit der Masse beeinflußt wird, so muß er im allgemeinen größer sein als der natürliche Böschungswinkel α; nur bei ganz lockeren kohäsionslosen Massen (reinem, rundem Kies von kleinem, gleichem Korn) wird $\rho = \alpha$ werden können.

Je tiefer ein Böschungspunkt unter dem Wasserspiegel liegt, desto größer ist die an ihm wirkende Schleppkraft, in desto flacherer Neigung muß er also liegen. Die Böschungsneigung kann also vom Grenzwinkel bis auf Null herunter abnehmen. Hieraus ergibt sich die konkave Sohlenform natürlicher Gerinne.

In einem Profil mit wagrechter Sohle in der Tiefe t_s, wo die Schleppkraft S_s herrsche, sei ρ der Grenzwinkel über Wasser, α der natürliche Böschungswinkel in der Tiefe t, wo S herrscht. Dann gilt nach Kreuter die Beziehung:

$$\frac{S}{S_s} = \frac{t}{t_s} = \frac{\sin\rho - \sin\alpha}{\sin\rho + \sin\alpha} \qquad 39$$

Macht man die Böschung in der Tiefe t steiler als α, oder verwendet man die Neigung α in größerer Tiefe t, als ihr zukommt, so muß man die Böschung an dieser Stelle befestigen.

Aus Gl. 39 ergeben sich nachstehende Werte von $n = S : S_s$.

Tabelle 1.

Böschung		$n = S : S_s$		
1 : x	$\alpha =$	$\rho = 90^0$	$\rho = 60^0$	$\rho = 45^0$
1 : 3	18° 30′	0,518	0,464	0,381
1 : 2	26° 30′	0,384	0,320	0,226
1 : 1,5	33° 40′	0,287	0,220	0,121
1 : 1,25	38° 50′	0,231	0,162	0,061
1 : 1	45° 0′	0,172	0,101	0,000
1 : 0,5	63° 30′	0,055	—	—

Der Ausdruck $S = n \cdot S_s$ besagt z. B. gemäß der Tabelle für $1 : x = 1 : 3$ und $\rho = 90^0$, daß, wenn an eine horizontale Sohle eine aus gleichem Material bestehende Böschung 1 : 3 anstößt, deren Widerstandsfähigkeit nur 0,518 derjenigen der horizontalen Sohle ist. Die Böschungsbefestigung muß also

einen $1 : 0{,}518 = 1{,}93$mal größeren Widerstand leisten können als das Material der ebenen Sohle. Die Böschungsbefestigung kann nach oben hin an Widerstandskraft bzw. Stärke abnehmen und in der Wassertiefe t_0 aufhören. Für t_0 ergibt sich aus der allgemeinen Beziehung $S : S_s = t : t_s$ mit t_0 und S_0 für t und S: $t_0 = S_0 \cdot \frac{t_s}{S_s}$ und für $1 : x = 1 : 3$, $\rho = 90^0$

$$\text{mit } \frac{S}{S_s} = 0{,}518 \quad t_0 = 0{,}518 \cdot t_s$$

oder mit Worten: In der Tiefe $t_0 = 0{,}518\, t_s$ ist die Schleppkraft 0,518 derjenigen an der ebenen Sohle, also ist der Widerstand der dreifüßigen Böschung dort gleich der Schleppkraft, die Böschung braucht also von dort ab aufwärts nicht mehr befestigt zu werden.

Beispiel 1. Ein Flußprofil, dessen wagrechte Sohle der Schleppkraft des Wassers eben noch widersteht, soll die in Fig. 5 skizzierte durchweg mit gleichartigem Material zu befestigende Böschung erhalten. Es sei $\rho = 90^0$.

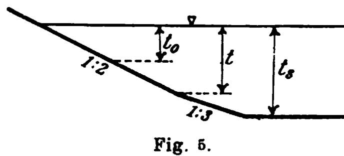


Fig. 5.

1. Wie hoch muß der Schutz der zweifüßigen Böschung reichen?

2. In welcher Tiefe liegt der Böschungsknick?

Zu 1. Aus Gl. 39 folgt für $S = S_0$ und $t = t_0$

$$\frac{S_0}{S_s} = \frac{t_0}{t_s}$$

und hiermit aus der Tabelle 1 mit $\rho = 90^0$ und zweifüßiger Böschung:

$$\frac{t_0}{t_s} = 0{,}384, \quad \text{also } t_0 = 0{,}384 \cdot t_s$$

Zu 2. Der Knick muß in der Tiefe t liegen, wo der untere Rand einer zweifüßigen Böschung ebenso stark beansprucht wird, wie der untere Rand der dreifüßigen in der Tiefe t_s.

In der Tiefe t_s ist

$$S_{t_s} = 1000 \cdot t_s \cdot J$$

Das Material einer dreifüßigen Böschung muß an ihrem unteren Rand bei $\rho = 90^0$ (vgl. Tabelle 1) den $\frac{1}{0{,}518}$fachen Schleppkraftsgrenzwert besitzen, wie das natürliche Geschiebegemenge, also den Grenzwert:

$$S_3 = \frac{1000}{0{,}518} \cdot t_s \cdot J$$

In der Tiefe t ist

$$S_t = 1000 \cdot t \cdot J$$

Für eine zweifüßige Böschung ergibt sich ebenso als Schleppkraftsgrenzwert bei $\rho = 90$

$$S_2 = \frac{1000}{0{,}384} \cdot t \cdot J$$

Es muß nun sein $S_2 = S_3$,
woraus man erhält:

$$t = \frac{0{,}384}{0{,}518} \cdot t_s = 0{,}74 \cdot t_s$$

D. Profilberechnung. In Gl. 38 soll das Integral:

$$\Sigma = \int_0^b (t - t_0) \cdot t \cdot d\,x \qquad 40$$

als Maß der Geschiebebewegung bezeichnet werden. Diese beginnt (Fig. 6) erst unterhalb der Tiefe t_0 in der schraffierten Fläche vom Inhalt M, deren Schwerpunkt um x unter der Horizontalen $J\,K$ liegt. Dann ergibt sich als Maß der Geschiebebewegung schließlich:

$$\Sigma = M\,(t_0 + 2\,x) \qquad 41$$

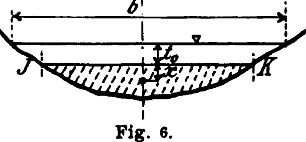


Fig. 6.

Besitzt man aus Beobachtungen den Wert S_0 der Schleppkraft, wo eben Geschiebebewegung beginnt, so kann man aus Gl. 35 t_0 bestimmen und damit aus einem Flußquerprofil M, x und Σ.

Für eine Musterstrecke sei gegeben χ, J und Σ und für das zu berechnende Profil solle gelten χ_1, J_1, Σ_1, so muß nach Gl. 38 sein:

$$\chi_1 \cdot J_1{}^2 \cdot \Sigma_1 = \chi \cdot J^2 \cdot \Sigma$$

woraus

$$\Sigma_1 = \frac{\chi}{\chi_1} \cdot \left(\frac{J}{J_1}\right)^2 \cdot \Sigma \qquad 42$$

folgt. Da man über χ nicht genügend orientiert ist (vgl. Gl. 36), so sucht man $\chi : \chi_1 = 1$ zu erhalten, indem man sich mit der neuen Strecke möglichst an die Verhältnisse der Musterstrecke anlehnt.

E. Erfahrungswerte für S. Es sind nur wenig zuverlässige Werte bekannt. Angegeben werden die folgenden:

$S = 0{,}6$—$0{,}7$	kg/qm	schleppt nach Kreuter groben Sand fort.
$S = 1{,}25$	kg/qm	nach Kreuter unterer Grenzwert für feinen Kies.
$S = 2$—3	kg/qm	nach Kreuter Widerstand am Rasen auf kurze Zeit.
$S = 3{,}0$	kg/qm	Kalkgeschiebe der Isar unterhalb München.
$S = 4{,}0$	kg/qm	Widerstand von Berauhwehrungen nach Lueger.

Weitere Widerstandszahlen kann man finden durch Beobachtungen darüber, bei welchem t und J Geschiebe, besonders auf Kiesbänken, bei abnehmendem Wasserstand eben nicht mehr bewegt werden.

Beispiel 2. Gegeben sei eine Musterstrecke mit v, Q, F, U, J, S_0, Σ. In einer neu zu berechnenden Strecke soll gelten: v', Q, F', U', J'. Dann muß in dem neuen Profil sein:

$$F' \cdot v' = Q \text{ und } F' \cdot k \cdot \sqrt{P'} = \frac{Q}{\sqrt{J'}} = N \qquad 43$$

und mit

$$t_0' = \frac{S_0}{1000 \cdot J'} \qquad \Sigma' = M\,(t_0' + 2\,x) \qquad 44$$

Bei sehr langgestreckten Trapezen ist nahezu richtig $x = \frac{t - t_0'}{2}$, somit wird

$$\Sigma' = M \cdot t = [s + \beta\,(t - t_0')]\,[t - t_0'] \cdot t \qquad 45$$

Aus der Fig. 7 folgt:

$$F' = (s + \beta\,t)\,t \text{ und } U' = s + 2\,t\sqrt{1 + \beta^2} \qquad 46$$

Aus Gl. 45 folgt:

$$s = \frac{\Sigma'}{(t - t_0')\,t} - \beta\,(t - t_0') \qquad 47$$

Man nimmt nun für t eine Reihe von Werten größer als t_0' an und setzt sie in Gl. 47 ein; mit diesen s und einem richtig gewählten β werden mit Gl. 46 F' und U' und dann mit Gl. 43 die Werte $f\,(t) = F' \cdot k\sqrt{P'}$ gerechnet. Man trägt nun eine Kurve auf, wobei die t Abszissen, die $f\,(t)$ Ordinaten sind und greift das dem $N = \frac{Q}{J'}$ entsprechende t ab.

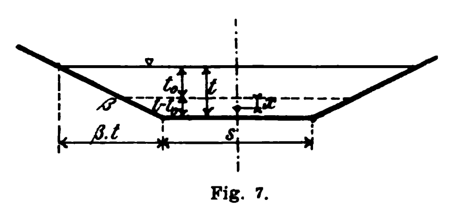


Fig. 7.

Die vorstehende Berechnung ist für einen Mittelwert von k durchgeführt. Man kann eine zweite Berechnung mit einem genaueren Wert machen.

Beispiel 3. Berechnung eines Kanals. In einem Kanal von der Böschung 1 : 2 und $s : t = 3 : 1$ (vgl. Fig. 7), mit $S_0 = 1{,}25$ kg/qm und $m = 1{,}5$ in der kleinen Kutterschen Formel sollen $Q = 10$ cbm befördert werden.

Gesucht t und das Gefälle J. Aus der Form des Profils folgt

$$F = 4\,t^2 \qquad U = 6{,}46\,t \qquad P = 0{,}62\,t \qquad k = \frac{100\sqrt{0{,}62\,t}}{1{,}5 + \sqrt{0{,}62\,t}}$$

Mit $S_0 = 1000 \cdot t \cdot J$ wird

$$J = \frac{1{,}25}{1000\,t} = \frac{0{,}00125}{t}$$

also kommt mit

$$Q = v \cdot F = k \cdot F\sqrt{P \cdot J}$$

$$Q = 10{,}0 = 4 \cdot t^2 \cdot \frac{100\sqrt{0{,}62\,t}}{1{,}5 + \sqrt{0{,}62\,t}} \cdot \sqrt{0{,}62 \cdot t \cdot \frac{0{,}00125}{t}}$$

oder:

$$8{,}98 = \frac{t^2 \cdot \sqrt{0{,}62\,t}}{1{,}5 + \sqrt{0{,}62\,t}}$$

Nach der Bestimmung von t ergibt sich ohne weiteres der Wert von J.

Über weitere Berechnungen vgl. Handb. d. Ing.Wiss., 4. Aufl, III. Teil, 6. Bd., 1. Lief., 1. Kap., ferner Z. B. 1908 vom 22. Februar.

§ 9. Stoß des Wassers.

Um einem Körper von 9,81 kg Gewicht (also der Masse 1) die Geschwindigkeit $v = 1$ m/sek zu erteilen, bedarf es einer Kraft von 1 kg. Um einem Körper vom Inhalt Q cbm und dem spezifischen Gewicht γ die Geschwindigkeit v zu erteilen, braucht man also die Kraft:

$$P = Q \cdot \frac{\gamma}{9{,}81} \cdot v \qquad \text{kg} \tag{48}$$

Handelt es sich um bewegtes Wasser, das mit der Geschwindigkeit v gegen eine feste Wand stößt und dabei um den $\sphericalangle\ \varphi$ abgelenkt wird, so ist

$$P = \frac{\gamma}{9{,}81} \cdot Q \cdot v\,(1 - \cos\varphi) \tag{49}$$

oder mit $Q = F \cdot v$

$$P = 102 \cdot F \cdot v^2\,(1 - \cos\varphi)$$

Bei Talsperren wird das Überlaufwasser bisweilen über die Mauerkrone geleitet und kommt, wenn die mittlere Mauerneigung zu $\sphericalangle\ \alpha$ angenommen werden darf, mit der Geschwindigkeit

$$v' = v \cdot \sin\alpha = \sqrt{2\,g\,h} \cdot \sin\alpha$$

unten an. Für Reibung an der Mauerfläche hat man vorgeschlagen, hiervon 10 % abzuziehen, so daß man hätte

$$v'' = 4 \cdot \sqrt{h} \cdot \sin\alpha$$

Damit wird die Beanspruchung der Flächeneinheit am Mauerfuß durch den Wassersturz:

$$p = 408 \cdot \sqrt{h} \cdot \sin\alpha\,(1 - \cos\varphi) \tag{50}$$

Diese Pressung wird noch durch die Zerstäubung des Wassers verringert.

Bei Wellenbrechern ist nach Gaillard der stärkste Wellenstoß

$$P = m \cdot \gamma \cdot \frac{F \cdot \left(\frac{4\,r}{3}\right)^2}{2\,g}$$

worin $m = 1{,}3$—$1{,}6$ zu setzen. Die Wellenschläge schätzt man auf 20 bis 30 t/qm.

Bei Binnenseen (also auch Talsperrenbecken) kann man die größte Wellenhöhe berechnen nach der Formel von Stevenson:

$$h = 0{,}762 + 0{,}0106 \sqrt{e} - 0{,}0465 \sqrt[4]{e} \qquad 51$$

wo e die größte Ausdehnung des Sees in der Windrichtung und h die Differenz zwischen Wellenberg und Wellental bedeutet.

Eine wichtige Rolle spielt der Wasserstoß bei den Wasserschlössern und Druckleitungen von Wasserkraftanlagen. Hierbei treten entweder sogenannte gedämpfte oder aperiodische Schwingungen auf, wenn die den Turbinen zufließende Wassermenge verändert wird.

Unter harmonischen Schwingungen versteht man solche mit stets gleichen Amplitüden. Wirkt den Schwingungen ein Widerstand entgegen, so nehmen die Amplitüden ab: gedämpfte Schwingungen. Der Widerstand kann aber auch so groß sein, daß die Schwingung auf ihrem Rückweg überhaupt nicht durch die Ruhelage hindurchgeht, sondern erst nach (theoretisch) unendlich langer Zeit die Nullinie berührt: aperiodische Schwingungen.

Die drei Hauptprobleme, um welche es sich handelt, sind:

1. Wie stark fällt der Wasserspiegel im Wasserschloß, wenn der Wasserverbrauch innerhalb weniger Sekunden von Q_1 auf Q_2 zunimmt?

2. Wie stark hebt sich der Spiegel, wenn der Wasserverbrauch innerhalb weniger Sekunden auf einen bestimmten Betrag, eventuell auf Null zurückgeht?

Hierzu vgl. Pressel, Schweiz. Bauz. Bd. 53 (1909), S .57; Prasil, Ebenda Bd. 52 (1908), S. 271, insbesondere S. 335; Thoma, Beiträge zur Theorie des Wasserschlosses 1910.

3. Welche Beanspruchungen treten in den Druckrohren auf? Hierzu vgl. Budau, Ö. Z. 1905, Nr. 29—31 und Braun, Druckschwankungen in Rohrleitungen, Stuttgart 1909.

Unter Annahme gleichförmiger Geschwindigkeit in allen Punkten eines Wasserquerschnitts setzt man die Energie strömenden Wassers

$$E = \frac{G \cdot v^2}{2\,g} = \frac{M \cdot v^2}{2}$$

wo G das Gewicht, M die Masse des Wasserkörpers ist. Harza hat (Eng. News 1907 [57] S. 272) gezeigt, daß die tatsächliche Energiegröße infolge der ungleichmäßigen Geschwindigkeit in einem Querschnitt stets größer ist, als die obige Formel angibt. In Rohrleitungen mag dieses Plus 4—5 % betragen.

Literatur zu Kapitel I: 3, **5**, 14, 18, **25**, 34, 37, 38, **45**, **46**, **47**, **48**, **50**, **56**, **57**, 61, **62**, **67**, **75**, **77**, **82**, **90**, **93**, 104, 111, 113, 116, **121**, **122**, **124**, **128**, **130**, 136, 137, 138, 141, **142**, **152**, **159**, **162**, **165**.

Die fettgedruckten Nummern sind Werke auch allgemeinen Inhalts.

Kapitel II.

Empirische Gleichungen für die Bewegung des Wassers.

---

§ 10. Formeln für den Koeffizienten k von Kutter und Ganguillet.

Der Koeffizient k von Kap. I, Gl. 14 und 20 wurde ursprünglich als konstant angesehen, Eytelwein z. B. setzte ihn gleich 50,93. Auch heute noch wird, allerdings mit Unrecht, bisweilen die Zahl 50 (bzw. 51) als konstanter Wert benutzt. In Wahrheit ist k stark veränderlich und zwar so, daß es zunimmt, wenn die Rauhigkeit der Profilwände abnimmt, und wenn P wächst. Nur wo Annäherungsrechnung genügt, z. B. zur Dimensionierung von Durchlässen, kann man sich mit Vorteil eines konstant angenommenen Koeffizienten k, etwa $k = 50$ bedienen.

Zur Bestimmung des Koeffizienten k dienen vor allem die Formeln von Kutter und Ganguillet und von Bazin. Bei ihrer Anwendung zur Berechnung natürlicher Wasserläufe haben sie jedoch den Erwartungen wenig entsprochen (vgl. hierüber §§ 29—31). Trotzdem sind diese Formeln hier aufgenommen, da sie bei künstlichen Gerinnen (Ent- und Bewässerungsgräben, Werkkanälen) speziell in der kürzeren Form von Gl. 2 und 7 und besonders bei der Berechnung von Leitungen, wo sich k experimentell einfach bestimmen läßt, noch immer sehr gute Dienste leisten können. Trotzdem bleibt die Wahl eines richtigen Rauhigkeitskoeffizienten insbesondere bei größeren Profilen eine ebenso schwierige als verantwortungsvolle Arbeit. Das Material in Kap. V soll sie zu erleichtern suchen.

Kutter und Ganguillet fanden auf Grund von Versuchen nachstehende Formeln für k:

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{P}}} \qquad 1$$

Diese Formel für k kann bei Gefällen $J > 0,0005$ (1 : 2000) ersetzt werden durch die einfachere Formel:

$$k = \frac{100 \sqrt{P}}{m + \sqrt{P}} \qquad 2$$

Gl. 2 ist nicht aus 1 entstanden, sondern unabhängig von ihr ermittelt.

Orientierende Werte von n und m ergeben sich aus den folgenden beiden Tabellen.

Tabelle 2. **Werte des Koeffizienten n.**

	$n =$	$1 : n =$
1. Kanäle von sorgfältig gehobeltem Holz oder glatter Zementverkleidung	0,010	100,00
2. Kanäle aus Brettern	0,012	83,33
3. Kanäle aus behauenen Quadern, gut gefügten Backsteinen	0,013	76,92
4. Zementputz, je nach Ausführung	0,013—0,017	76,92—58,82
5. Kanäle aus Bruchsteinmauerwerk; in Fels; rauher Zementputz	0,017	58,82
6. Glatt gepflasterte Böschungen	0,022	45,45
7. Kanäle in Erde; Bäche, Flüsse	0,025	40,00
8. Gewässer, hie und da mit Geschieben und Wasserpflanzen; Wildbachschalen	0,028	35,71
9. Gewässer, mit grobem Schotter und Geschieben, rauhe Felsufer	0,03—0,035	33,33—28,57
10. Drainsgräben (preußische Angabe)	0,03	33,33

Tabelle 3. **Werte des Koeffizienten m für $J \geq 0{,}0005$.**

Kategorie	Übliche Form des Gerinnes	Beschaffenheit der Kanalwände und Sohle	Rauhigkeitskoeffizient m
I	halbkreisförmig	Reiner, aufs feinste geglätteter Zement	0,12
II		Reiner (sehr geglätteter) Zement und sehr sorgfältig gehobeltes Holz	0,15
III	rechtwinklig und andere Formen	Gut gefügte Bretter	0,20
IV		Gewöhnliche rauhe Bretter, sorgfältigst hergestelltes Backstein- und reingearbeitetes Quadermauerwerk, Zementglattstrich, Wasserleitungsrohre nach längerem Gebrauch, aber nicht bei besonders dicken Inkrustationen	0,25
V	„	Backsteinmauerwerk und Bohlenwände, Quadermauerwerk, Zementrohrkanäle, glatte Backsteinkanäle	0,30—0,35
VI	„	Gewöhnliches Mörtelmauerwerk von gespitzten Steinen, altes rauhes Backsteinmauerwerk	0,45
VII	„	Bestochenes Bruchsteinmauerwerk, Sohle etwas mit Schlamm bedeckt	0,55
VIII	„	Rauhmauerwerk mit schlammiger Sohle	0,75
		Gut gefügtes Pflaster	0,55—0,75
IX	„	Älteres Mauerwerk, moos- und pflanzenfrei mit schlammiger Sohle	1,00

Tabelle 3. (Fortsetzung.)

Kategorie	Übliche Form des Gerinnes	Beschaffenheit der Kanalwände und Sohle	Rauhigkeitskoeffizient m
X a	trapezförmig	In felsigem Boden, Sohle unter 1,50 m breit, wenig Wasserpflanzen	1,25
X b	„	Sehr regelmäßig, sauber ausgeführter Erdkanal ohne Pflanzen	1,50
XI a	„	In Erde mit schlammiger oder steiniger Sohle mit wenig Wasserpflanzen, Sohle über 2,0 m breit; manche Bäche und Flüsse	1,75
XI b	„	Mangelhaft erhaltenes, mit Moos und Pflanzen bedecktes Trockenmauerwerk mit schlammiger Sohle, Sohle nicht über 1,50 m breit; oder Erdkanal mit ziemlich vielen Wasserpflanzen, Sohle nicht über 1,50 m breit, Bäche und Flüsse wie die Seine, die Weser, der Linthkanal	2,00
XII	„	Erdkanal mit vielen Wasserpflanzen, schlecht unterhalten, mit schlammiger Sohle, unter 1,50 m breit. Gewässer mit Geschieben wie der Rhein oberhalb des Bodensees	2,50

Hierzu vgl. Kap. V und besonders Tabelle 47 und 48.

Die Tabelle 4 (S. 22 u. 23) gibt die Werte von k für die kürzere Kutter-Ganguilletsche Formel 2 und die verschiedenen Werte von m bzw. P.

Auf Grund der großen Kutterschen Gleichung hat Knauff die Gleichung

$$v = \frac{a \cdot d}{b + \sqrt{d}} \cdot \sqrt{J} \qquad 3$$

entwickelt, in welcher für

Tabelle 5.

vollaufende glatte Steinzeug- oder Zementrohre $n = 0,011$	kreisförmige Klinker- und Betonkanäle $n = 0,0125$	Düker und eiserne Kanalisationsdruckrohre $n = 0,0115$			neue eiserne Rohre		
$a = 57$	$a = 51,85$	$d < 0,5$ m	$a = 55$	$b = 0,54$	$d < 0,5$ m	$a = 58$	$b = 0,5$
$b = 0,513$	$b = 0,600$	$d > 0,5$ m	$a = 51,5$	$b = 0,568$	$d > 0,5$ m	$a = 53$	$b = 0,5$

Tabelle 4. **Werte des Koeffizienten k für $J > 0,0005$.**

P	$\sqrt{P}$	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X a	X b	XI a	XI b	XII
in Metern		m 0,12	0,15	0,20	0,25	0,35	0,45	0,55	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50
0,01	0,100	47,6	40,0	33,3	28.6	22,2	18,2	15,4	11,8	9,1	7,4	6,3	5,4	4,8	3,8
0,02	0,141	53,9	48,5	41,4	36,1	28,8	23.9	20,4	15,9	12,2	10,1	8,6	7,5	6,6	5,4
0,03	0,173	59,0	53,6	46,4	40,9	33,1	27,8	23,9	18,8	14,8	12,2	10,3	9,0	8,0	6,5
0,04	0,200	62,5	57,1	50,0	44,4	36,4	30,8	26,7	21,1	16,6	13,8	11,8	10,3	9,1	7,4
0,05	0.224	65,1	59,9	52,9	47,1	39,0	33,2	28,9	22,9	18,3	15,2	12,9	11,3	10,3	8,2
0,06	0.245	67,1	62,0	55,1	49,5	41,2	35,3	30,8	24,6	19,7	16,4	14,0	12,6	10,9	8,9
0,07	0,265	68,8	63,9	57,0	51,4	43,1	37,0	32,5	26,1	20,9	17,5	15,0	13,1	11,7	9,5
0,08	0,283	70,2	65,4	58,6	53,1	44,7	38,5	34,0	27,4	22,0	18,4	15,0	13,9	12,4	10,2
0,09	0,300	71,4	66,7	60,0	54,5	46,1	40,0	35,2	28,6	23,1	19,4	16,7	14,6	13,0	10,7
0,10	0,316	72,5	67,8	61,2	55,9	47,5	41,2	36,5	29,7	24,0	20,2	17,4	15,3	13,6	11,2
0,11	0,332	73,4	68,8	62,4	57,0	48,6	42,4	37,6	30,7	24,9	20,9	18,1	15,9	14,2	11,7
0,12	0,346	74,2	69,8	63,4	58,1	49,7	43,5	38,6	31,6	25,7	21,7	18,8	16,5	14,8	12,2
0,13	0.361	75,0	70,6	64,3	59,1	50,7	44,5	39,6	32,5	26,5	22,4	19,4	17,1	15,3	12,6
0,14	0.374	75,7	71.4	65,2	60,0	51,7	45,4	40,5	33,3	27,2	23,0	20,0	17,6	15,8	13,0
0,15	0,387	76,3	72,1	66.0	60,8	52,5	46,2	41,3	34,1	28,0	23,7	20,6	18,1	16,2	13,4
0,16	0.400	76,9	72,7	66,7	61,5	53,3	47,0	42,0	34,8	28,6	24,2	21,1	18,6	16,7	13,8
0,17	0,412	77,4	73,3	67,3	62,3	54,1	47,8	42,7	35,5	29,2	24,8	21,6	19,1	17,1	14,2
0,18	0,424	77,8	73,9	67,9	63,0	54,8	48,5	43,4	36,1	29,8	25,3	22,0	19,5	17,5	14,5
0,19	0.436	78,3	74.4	68,5	63,6	55,4	49,2	44,1	36,8	30,4	25,9	22,5	19,9	17,9	14,9
0,20	0,447	78,9	74,9	69,1	64,2	56,1	49,9	44,8	37,4	30,9	26,4	22,9	20,4	18,2	15,2
0,25	0,500	80,4	76,7	71,4	66,7	58,6	52,6	47,6	40,0	33,3	28,6	25,0	22,2	20,0	16,7
0,30	0,548	82,0	78,5	73,3	68,6	61,0	54,9	49,9	42,2	35,4	30,5	26,8	23,9	21,5	17,9
0,35	0,592	83,0	79,7	74,7	70,3	62,7	56,8	51,8	44,1	37,2	32,1	28,3	25,3	22,8	19,1
0,40	0,632	84,0	80,8	76,0	71,6	64.4	58,4	53,5	45,8	38,7	33,6	29,7	26,6	24,0	20,2

0,45	0,671	84,8	81,7	77,0	72,8	65,7	59,8	54,9	47,2	40,2	34,9	30,9	27,7	25,1	21,2
0,50	0,707	85,5	82,5	77,9	73,9	66,9	61,1	56,2	48,5	41,4	36,1	32,0	28,8	26,1	22,0
0,55	0,742	86,0	83,2	78,7	74,8	67,9	62,2	57,4	49,7	42,7	37,2	33,1	29,8	27,0	22,9
0,60	0,775	86,5	83,8	79,5	75,6	68,9	63,3	58,5	50,8	43,6	38,3	34,1	30,7	27,9	23,7
0,65	0,806	87,0	84,3	80,1	76,3	69,7	64,2	59,4	51,8	44,6	39,2	34,9	31,5	28,7	24,4
0,70	0,837	87,5	84,8	80,7	77,0	70,5	65,1	60,3	52,7	45,5	40,1	35,8	32,3	29,5	25,1
0,75	0,866	87,9	85,2	81,2	77,6	71,2	65,8	61,1	53,6	46,4	40,9	36,6	33,1	30,2	25,7
0,80	0,894	88,2	85,6	81,7	78,2	71,9	66,5	61,8	54,4	47,2	41,7	37,4	33,8	30,9	26,3
0,85	0,922	88,5	86,0	82,2	78,7	72,5	67,2	62,5	55,2	48,0	42,4	38,1	34,4	31,6	26,9
0,90	0,949	88,8	86,4	82,6	79,2	73,0	67,8	63,3	55,9	48,7	43,1	38,8	35,1	32,2	27,5
0,95	0,975	89,0	86,7	83,0	79,6	73,5	68,4	63,9	56,5	49,4	43,8	39,4	35,8	32,8	28,1
1,00	1,000	89,3	87,0	83,3	80,0	74,0	69,0	64,5	57,1	50,0	44,4	40,0	36,4	33,3	28,6
1,10	1,049	89,7	87,5	84,0	80,7	75,0	70,0	65,6	58,3	51,2	45,6	41,2	37,5	34,4	29,6
1,20	1,095	90,2	88,0	84,6	81,5	75,8	70,9	66,6	59,4	52,3	46,7	42,2	38,4	35,4	30,5
1,30	1,140	90,4	88,3	85,0	81,9	76,4	71,6	67,4	60,4	53,2	47,7	43,2	39,4	36,3	31,3
1,40	1,183	90,8	88,8	85,6	82,6	77,2	72,4	68,3	61,2	54,2	48,6	44,1	40,3	37,2	32,1
1,50	1,225	91,0	89,0	86,0	83,0	77,8	73,1	69,0	62,1	55,0	49,4	44,9	41,2	38,0	32,9
1,60	1,265	91,3	89,4	86,3	83,5	78,3	73,8	69,7	62,8	55,9	50,3	45,9	42,0	38,7	33,6
1,70	1,304	91,6	89,7	86,7	83,9	78,8	74,3	70,3	63,5	56,6	51,1	46,5	42,7	39,5	34,3
1,80	1,342	91,8	89,9	87,0	84,3	79,3	74,9	70,9	64,1	57,3	51,8	47,2	43,4	40,1	34,9
1,90	1,378	92,0	90,2	87,4	84,7	79,8	75,4	71,5	64,8	58,0	52,5	47,9	44,1	40,8	35,5
2,00	1,414	92,2	90,4	87,6	85,0	80,2	75,9	72,1	65,4	58,6	53,1	48,5	44,7	41,7	36,1
2,50	1,581	—	—	—	—	—	—	—	—	61,3	55,9	51,3	47,5	44,2	38,7
3,00	1,732	—	—	—	—	—	—	—	—	63,4	58,1	53,6	49,7	46,4	40,9
3,50	1,871	—	—	—	—	—	—	—	—	65,2	59,9	55,5	51,7	48,3	42,8
4,00	2,000	—	—	—	—	—	—	—	—	66,7	61,5	57,1	53,3	50,0	44,4
4,50	2,121	—	—	—	—	—	—	—	—	68,0	62,9	58,6	54,8	51,5	46,0
5,00	2,236	—	—	—	—	—	—	—	—	69.1	64,1	59,9	56,1	52,8	47,2
5,50	2,345	—	—	—	—	—	—	—	—	70,1	65,2	61,0	57,3	54,0	48,4
6,00	2,449	—	—	—	—	—	—	—	—	71,0	66,2	62,0	58,3	55,1	49,5

Für nicht vollaufende Steinzeug- oder Zementrohre ($n = 0{,}011$) wählt Knauff

$$v = \frac{114 \cdot P}{0{,}2565 + \sqrt{P}} \cdot \sqrt{J} \qquad 4$$

Für Klinker- und Betonkanäle beliebigen Querschnitts ($n = 0{,}0125$) nimmt er

$$v = \frac{103{,}7 \cdot P}{0{,}3 + \sqrt{P}} \cdot \sqrt{J} \qquad 5$$

Tafeln hierzu finden sich im Rheinhard-Scheckschen Kalender.

Für offene, gut erhaltene Rieselfeldgräben setzt Knauff (gemäß $n = 0{,}025$)

$$v = \frac{63 \cdot P}{0{,}6 + \sqrt{P}} \cdot \sqrt{J} \qquad 6$$

§ 11. Formeln von Bazin.

In den Annales des ponts et chaussées veröffentlichte Bazin 1897 eine Studie über die Form des Rauhigkeitskoeffizienten k, welche er auf Grund von über 600 Beobachtungen verschiedener Autoren an Profilen jeder Art und Größe erhalten hatte. Die Formel lautet:

$$k = \frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{P}}} \qquad 7$$

Die Werte von c sind der folgenden Tabelle zu entnehmen.

Tabelle 6. **Werte des Koeffizienten c nach Bazin.**

Nr.	Wandungen des Gerinnes	c	Etwa entsprechendes n (Kutter)
I	Sehr ebene Wände: Zementplattstrich, gehobeltes Holz, sorgfältigste Arbeit und Erhaltung . . .	0,06	0,010
II	Ebene Wände: Bearbeitetes Mauerwerk, Bohlen, Quader, gut gefugte Backsteine	0,16	0,013
III	Weniger ebene Wände: Gewöhnliches Bruchsteinmauerwerk, roher Beton	0,46	0,017
IV	Erdwände und Pflasterungen bei sehr regelmäßigen Querschnitten, Kanäle in Erde mit gepflasterten Böschungen, oder sehr regelmäßigem Kies . .	0,85	0,020
V	Ziemlich regelmäßige Flüsse mit etwas Pflanzenwuchs in Erde	1,30	0,028
VI	Flüsse mit steinigen oder losen Wandungen, rauhe Betten	bis 1,75	bis 0,053
	Oberrhein oberhalb des Bodensees	über 1,75	—

Die Kolumne für die dem Wert *c* entsprechenden *n* kann wegen des ungleichen Baus der Formeln natürlich nur angenäherte Werte geben.

Tabelle 7. **Werte *k* für die Bazinsche Formel.**

P	$c = 0{,}06$	$c = 0{,}16$	$c = 0{,}46$	$c = 0{,}85$	$c = 1{,}30$	$c = 1{,}75$
0,05	68.5	50,7	28,4	18,1	12,8	9,9
0,06	69,8	52.6	30,2	19,4	13,3	10,7
0,07	70,9	54,2	31,7	20,6	14,7	11,4
0,08	71,8	55,6	33,1	21,7	15.5	12,1
0,09	72,5	56,7	34,4	22,7	16,3	12,7
0,10	73,1	57,7	35,5	23,6	17,0	13,3
0,11	73,6	58,7	36,5	24,4	17,7	13,9
0,12	74,1	59,5	37,4	25,2	18,3	14,4
0,13	74,6	60.2	38,2	25,9	18,9	14,9
0,14	75,0	60,9	39,0	26,7	19,4	15,3
0,15	75,3	61,5	39,7	27.2	19,9	15.8
0,16	75,6	62.1	40,5	27.8	20,4	16.2
0,17	75,9	62,7	41,2	28,4	20,9	16,6
0,18	76,2	63,2	41.8	29,0	21,4	17,0
0,19	76,5	63,6	42,4	29,5	21.8	17,3
0,20	76,7	64,1	42,9	30.0	22,3	17.7
0,21	76.9	64.5	43,5	30,5	22,7	18,1
0,22	77,1	64.9	44,0	30.9	23.1	18,4
0,23	77,3	65,2	44,4	31,4	23,4	18,7
0,24	77,5	65,5	44.8	31.8	23.8	19,0
0,25	77,6	65,9	45,3	32,2	24.2	19,3
0,26	77,8	66.2	45,7	32,6	24,5	19,6
0,27	78,0	66,5	46,1	33,0	24.8	19.9
0,28	78,1	66.8	46,5	33.4	25,2	20.2
0,29	78,3	67.0	46.9	33,7	25,5	20,5
0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25.8	20,7
0,31	78,5	67,6	47,6	34.3	26,1	21,0
0,32	78,6	67,8	47,9	34,7	26,4	21,2
0,33	78,8	68,0	48.2	35,1	26,7	21,5
0,34	78,9	68,2	48,5	35,4	26,9	21,7
0,35	79,0	68.4	48,8	35,7	27,2	22.0
0,36	79,1	68,6	49,2	36.0	27,5	22.2
0,37	79,2	68,8	49,5	36.3	27,7	22,4
0,38	79,2	69,0	49,8	36,6	28,0	22,7
0,39	79,3	69,2	50,1	36,8	28,2	22,9
0,40	79,4	69.4	50,4	37,1	28.5	23,1
0,41	79,5	69,6	50,6	37,4	28,7	23,3
0,42	79,6	69.7	50,9	37,6	28.9	23,5
0,43	79,7	69,9	51,1	37,9	29,2	23,7
0,44	79,7	70.1	51,4	38,1	29,4	23,9

Die Werte von k nach der neuen Bazinschen Formel sind in der Tabelle 7 enthalten. — Zur Kritik der Formel vgl. Kap. V.

Tabelle 7. **(Fortsetzung.)**

P	$c = 0,06$	$c = 0,16$	$c = 0,46$	$c = 0,85$	$c = 1.30$	$c = 1,75$
0,45	79,8	70,2	51,6	38,4	29,6	24,1
0,46	79,9	70,4	51,8	38,6	29,8	24,3
0,47	80,0	70,5	52,0	38,8	30,0	24,5
0,48	80,0	70,6	52,3	39,1	30.2	24,7
0,49	80,1	70,8	52,5	39.3	30,4	24,8
0,50	80,2	70,9	52,7	39,5	30,6	25,0
0.55	80,4	71,5	53,7	40.5	31,6	25,9
0,60	80,7	72,1	54,6	41,4	32,5	26,7
0,65	80,9	72,6	55,4	42,3	33.3	27,4
0,70	81,1	73,0	56,1	43,1	34,1	28,1
0,75	81,3	73,4	56,8	43,9	34,8	28,8
0,80	81,5	73 8	57,4	44,6	35,5	29,4
0,85	81,7	74,1	58,0	45.2	36,1	30,0
0.90	81,8	74,4	58,6	45,9	36,7	30,6
0 95	81,9	74,7	59,1	46,5	37,3	31,1
1,00	82,0	75,0	59,6	47,0	37,8	31,6
1,10	82,2	75,4	60,5	48,0	38,8	32,6
1,20	82,4	75,9	61,3	48.9	39,7	33.5
1,30	82,6	76,3	62,0	49,8	40,6	34,3
1,40	82,8	76,6	62,6	50,6	41,4	35,1
1,50	82,9	76,9	63,2	51.3	42.2	35,8
1,60	83,0	77,2	63,8	52,0	42,9	36,5
1,70	83,1	77.5	64,3	52,6	43,6	37,1
1,80	83,2	77,7	64,8	53,2	44.2	37,7
1,90	83,3	77,9	65,2	53,8	44.8	38,3
2,00	83,4	78,2	65 6	54,2	45 3	38,9
2 20	83.6	78,5	66,4	55.3	46,4	39,9
2,40	83,7	78,8	67,1	56.2	47,3	40,8
2,60	83.8	79,1	67,7	57,0	48,1	41,7
2 80	83,9	79,4	68.2	57,7	48.9	42,5
3,00	84.0	79,6	68,7	58,3	49,7	43,3
3 20	84,1	79.8	69.2	58,9	50,4	44,0
3,40	84,2	80,0	69.6	59,5	51,0	44,6
3,60	84,3	80,2	70,0	60,1	51,6	45,2
3,80	84,4	80,4	70,4	60,6	52.2	45,8
4,00	84,4	80,5	70,7	61,0	52,7	46,4
4.50	84.6	80,9	71,5	62,1	53,9	47,6
5.00	84,7	81.2	72.1	63.0	55,0	48,8
5 50	84,8	81,4	72,7	63,8	56,0	49,8
6,00	84,9	81,6	73,2	64,6	56,8	50,7

Eine ältere, noch immer benutzte, aber nicht mehr zu empfehlende Formel von B a z i n lautet:

$$k = \frac{1}{\sqrt{a + \frac{b}{P}}} \qquad 8$$

wo für die Gruppen I bis VI der Tabelle Nr. 6 sich folgende Werte von a und b ergeben.

Tabelle 8.

	$a =$	$b =$	$b:a =$
I	0,00015	0,0000045	0,03
II	0,00019	0,0000133	0,07
III	0,00024	0,0000600	0,25
IV	0,00028	0,0003500	1,25
V und VI	0,00040	0,0007000	1,75

§ 12. Weitere Formeln zur Berechnung von Gerinnen.

I. Formeln von Siedek.

Es sind eine Reihe von Formeln veröffentlicht worden, welche der an den K u t t e r schen und B a z i n schen Koeffizienten geübten Kritik (vgl. § 30) mehr oder weniger zu entsprechen suchen. Wichtig, wenn auch nicht sehr bequem, sind die (e m p i r i s c h e n) Formeln des österreichischen Oberbaurats S i e d e k [148] und [150].

In den S i e d e k schen Formeln kommt der Profilradius nicht vor. Sind die Profile, namentlich in bezug auf Gleichartigkeit der Wasserbewegung und Geschwindigkeit einigermaßen einheitlich, so ist eine Teilung auch bei komplizierten Profilen nicht notwendig.

Ein Rauhigkeitskoeffizient wird nur für die Berechnung künstlicher Gerinne eingeführt, dabei ist die Annahme gemacht, daß er nur auf einem Teil des Wasserquerschnitts, einem sogenannten „Influenzstreifen F_i“ von 50 cm Breite, wirksam sei; der innerhalb dieses Wasserstreifens verbleibende Kern bleibe von der Reibung unberührt (vgl. § 31, Anm.).

Wichtig für die Benutzung der S i e d e k schen Formeln ist die Bestimmung des S p i e g e l g e f ä l l e s. S i e d e k mißt es wenn möglich im Stromstrich, mindestens aber auf b e i d e n Flußseiten. Dabei soll bei einer Flußbreite von über [unter] 10 m der obere Messungspunkt 2 Flußbreiten [20 m] oberhalb, der untere Messungspunkt 1 Flußbreite [10 m] unterhalb des zur Berechnung in Betracht kommenden Flußprofils liegen.

Bei Flußkrümmungen müssen obige Entfernungen unter Umständen verkürzt werden.

An Formeln kommen in Betracht (vgl. Tabelle 9):

$$v_1 = \frac{T\sqrt{J}}{\sqrt[20]{B}\cdot\sqrt{0{,}001}} \qquad 9$$

wobei T die mittlere Wassertiefe, B die Spiegelbreite bedeutet. Für den Nenner dieses Bruchs, ferner für die Seite 30 vorkommenden Größen T_n und α_n enthalten die beiden Siedekschen Schriften besondere Tabellen.

$$v_2 = v_1 + \frac{T - T_n}{a} + \frac{J - \alpha_n}{b\,(J + \alpha_n)} + v_1\,\frac{T_n - T}{c} \qquad 10$$

Die Werte von a, b und c finden sich in Tabelle 10.

$$v_3 = v_2 + \frac{T_n - T}{\sqrt{B}} \qquad 11$$

F_i Fläche des von den Gerinnewandungen aus 0,5 m breiten Influenzstreifens.

F_k Fläche des verbleibenden Kerns.

Siedeksche Formeln zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit.

Tabelle 9.

Art des Gerinnes	Wasserspiegel	Mittlere Tiefe	Ist die Wasserspiegelbreite kleiner oder größer als die 15 fache mittl. Tiefe?	Formeln	
Künstlich	Breite von 1—3 m	unter 1 m	—	$v = \left[\frac{F_i \cdot w}{\sqrt{T}} + F_k\right] \cdot \frac{v_1}{F}$	14
		über 1 m	—	$v = \left[F_i \cdot w + F_k\right] \cdot \frac{v_1}{F}$	15
	Breite über 3 m	unter 1 m	kleiner	$v = \left[\frac{F_i \cdot w}{\sqrt{T}} + F_k\right] \cdot \frac{v_3}{F}$	16
			größer	$v = \left[\frac{F_i \cdot w}{\sqrt{T}} + F_k\right] \cdot \frac{v_2}{F}$	17
		über 1 m	kleiner	$v = \left[F_i \cdot w + F_k\right] \cdot \frac{v_3}{F}$	18
			größer	$v = \left[F_i \cdot w + F_k\right] \cdot \frac{v_2}{F}$	19
Natürlich	Breite von 1÷3 m	—	—	$v = v_1$	
	Breite über 3 m	—	größer kleiner	$v = v_2$ $v = v_3$	

Tabelle 10. **Siedeksche Koeffizienten *a*, *b*, *c*.**

Bei einer Tiefe T, wenn $T > T_n$, oder T_n, wenn $T_n > T$	a	Bei einem Gefälle J	b wenn		Bei einem Wert $T_n - T$	c wenn	
			$J < a_n$	$J > a_n$		$J > a_n$ oder: $J \begin{cases} < a_n \\ > 0{,}001 \end{cases}$	$J \begin{cases} < a_n \\ < 0{,}001 \end{cases}$
s. Gleichung 12		s. Gleichung 13	s. Gleichung 13		s. Gleichung 12		
von 0,0 bis 0,3 m	1	0,006 bis 0,005	6—5	—	—	—	—
„ 0,3 „ 0,5 „	1,5	0,005 „ 0,004	5—4	—	—	—	—
„ 0,5 „ 1,0 „	2	0,004 „ 0,003	4 - 3	5,0	—	—	—
„ 1,0 „ 1,5 „	3	0,003 „ 0,002	3 - 2	5,0	+ 1,0 bis + 5,7 m	2	1
„ 1,5 „ 2,0 „	4	0,002 „ 0,001	2 - 1	5,0	+ 0,7 bis + 0,5 „	2	0,75
„ 2,0 „ 2,5 „	6	0,001 „ 0,0009	1	5,0	+ 0,5 bis + 0,0 „	1	0,50
„ 2,5 „ 3,0 „	10	0,0009 „ 0,0008	1,5	5,0	0,0 bis — 1,0 „	10	10
„ 3,0 „ 3,5 „	15	0,0008 „ 0,0007	2,0	5,0	— 1,0 bis — 2,0 „	15	15
„ 3,5 „ 4,0 „	20	0,0007 „ 0,0006	2,5	5,0	unter — 2,0 „	20	20
„ 4,0 „ 4,5 „	30	0,0006 „ 0,0005	3,5	10,0	—	—	—
„ 4,5 „ 5,0 „	40	0,0005 „ 0,0004	4,5	∞	—	—	—
„ 5,0 „ 5,5 „	60	0,0004 „ 0,0003	6	∞	—	—	—
„ 5,5 „ 6,0 „	80	0,0003 „ 0,0002	8	∞	—	—	—
„ 6,0 „ 6,5 „	100	0,0002 „ 0,0001	10	∞	—	—	—
über 6,5 m	∞	unter 0,0001	∞	∞	—	—	—

$$T_n = \sqrt{0{,}0175 \cdot B - 0{,}0125} \quad 12$$

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für } B > 10\,\text{m} & \alpha_n = 0{,}01165 - \sqrt{0{,}0000582 + 0{,}00000552 \cdot B} \\ 10 < B > 415\,\text{m} & \alpha_n = 0{,}0010222 - 0{,}00000222 \cdot B \\ B > 415\,\text{m} & \alpha_n = 0{,}0001 \end{array}\right\} \quad 13$$

Bei künstlichen Gerinnen kam Siedek nicht ohne die Einführung eines Widerstandskoeffizienten aus. Seine Werte finden sich in Tabelle 11.

Siedek hat bei der Prüfung seiner Formeln gefunden, daß bei 266 [175] Flüssen von 10—100 m [100—1000 m] Breite seine berechneten Werte in 38 [59,4] % der Fälle bis auf 10 cm, in 67 [88,5] % bis auf 20 cm mit dem Resultat der (naturgemäß nie ganz genauen) Messung der mittleren Geschwindigkeit übereinstimmten.

Zur Kritik der Siedekschen Formeln vgl. Möller, Grundriß des Wasserbaus II, S. 56; Gravelius, Zeitschr. für Gewässerkunde IV, 1902, S. 165; Österr. Wochenschr. für den öff. Baudienst 1906, S. 317 ff.

Siedekscher Widerstandskoeffizient w für künstliche Gerinne.
Tabelle 11.

No.	Art des benetzten Umfangs	w bei rechteckigem Querschnitt unter 1,6 m Breite	w in allen übrigen Fällen
1.	Quadern, sehr glatt	2,05	2,25
2.	Zement, sehr glatt	2,05	2,25
3.	Backstein, Sohle Zement, glatt	2,00	2,20
4.	Zement, gewöhnlich verputzt	1,80	2,00
5.	Backstein	1,45	1,65
6.	Holz, glatt gehobelt . . .	1,70	1,90
7.	— , ungehobelt	1,40	1,60
8.	Bruchstein, gut behauen . .	1,20	1,40
9.	— einfach „ . . .	1,15	1,25
10.	— rauh „ . . .	1,00	1,10
11.	— Sohle mit Kies . .	1,00	1,10

II. Formel von Lindboe.

In der Zeitschrift für Gewässerkunde 1910 veröffentlichte W. Lindboe eine neue Formel für die mittlere Geschwindigkeit in natürlichen Wasserläufen unter den Gültigkeitsbedingungen

$$b_{min} = 10\,\text{m} \qquad J_{max} = 0{,}005 \qquad \frac{t}{b}_{max} = 0{,}10$$

wo b die Spiegelbreite,
J das Relativgefälle,
t die mittlere Tiefe des Gerinnes

bedeuten. Lindboe geht aus von der Grundformel

$$v = k \cdot \lambda \cdot t^{u} \cdot J^{r} \qquad 20$$

und erhält folgende Werte von v.

Tabelle 12.

	$J < 0{,}0006$	
	$\frac{t}{b} < 0{,}028$	$0{,}028 < \frac{t}{b} < 0{,}1$
$t < 1{,}12$ m	$23{,}37 \left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,9} \; J^{0,42}$	$8{,}19 \left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,9} \; J^{0,42}$
$1{,}12 < t < 3{,}65$ m	$24{,}11 \left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} \; J^{0,42}$	$8{,}45 \left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} \; J^{0,42}$
$t > 3{,}65$ m	$27{,}45 \left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,53} \; J^{0,42}$	$9{,}62 \left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,53} \; J^{0,42}$

	$0{,}0006 < J < 0{,}005$	
	$\frac{t}{b} < 0{,}028$	$0{,}028 < \frac{t}{b} < 0{,}1$
$t < 1{,}12$ m	$33{,}86 \left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,9} \; J^{0,47}$	$11{,}86 \left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,9} \; J^{0,47}$
$1{,}12 < t < 3{,}65$ m	$34{,}94 \left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} \; J^{0,47}$	$12{,}24 \left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} \; J^{0,47}$
$t > 3{,}65$ m	$39{,}77 \left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,53} \; J^{0,47}$	$13{,}94 \left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} \; J^{0,47}$

III. Formel von Matakiewicz.

In der Zeitschrift für Gewässerkunde Bd. 10, 1910, hat Matakiewicz im Verfolg früherer Untersuchungen eine neue Formel für natürliche Gerinne veröffentlicht. Sie lautet:

$$v = \frac{116 \cdot J^{0,493 + 10 \cdot J}}{2{,}2 + t^{\frac{2}{3} + \frac{0,15}{t^2}}} \qquad 21$$

wo v die mittlere Profilgeschwindigkeit,
t die mittlere Wassertiefe

je in Metern bedeuten.

Die folgende bequeme Tabelle ist mit freundlicher Erlaubnis ihres Verfassers abgedruckt.

Tabelle 13. **Mittlere Profilgeschwindigkeiten v in Metern.**

Mittlere Tiefe in Metern	Gefälle pro mille																									
	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,25	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10
0,1	0,028	0,040	0,056	0,080	0,095	0,108	0,120	0,129	0,139	0,143	0,155	0,163	0,179	0,194	0,217	0,236	0,252	0,266	0,278	0,288	0,297	0,311	0,323	0,331	0,338	0,343
0,2	0,056	0,079	0,111	0,159	0,189	0,215	0,239	0,258	0,278	0,295	0,309	0,325	0,356	0,386	0,433	0,471	0,503	0,530	0,554	0,573	0,591	0,620	0,643	0,661	0,674	0,684
0,3	0,082	0,115	0,161	0,230	0,275	0,312	0,346	0,374	0,403	0,428	0,449	0,472	0,517	0,560	0,628	0,682	0,730	0,769	0,803	0,831	0,857	0,900	0,932	0,958	0,978	0,992
0,4	0,101	0,141	0,198	0,283	0,338	0,385	0,426	0,461	0,497	0,527	0,554	0,581	0,636	0,690	0,774	0,841	0,899	0,947	0,989	1,024	1,057	1,108	1,149	1,180	1,204	1,223
0,5	0,119	0,167	0,231	0,334	0,399	0,454	0,503	0,544	0,586	0,622	0,658	0,685	0,751	0,814	0,913	0,991	1,060	1,117	1,167	1,208	1,246	1,307	1,355	1,392	1,420	1,442
0,6	0,136	0,190	0,266	0,381	0,455	0,517	0,573	0,620	0,668	0,709	0,744	0,781	0,856	0,927	1,040	1,130	1,209	1,273	1,330	1,376	1,420	1,490	1,544	1,586	1,619	1,644
0,7	0,151	0,211	0,295	0,422	0,504	0,574	0,635	0,6[illegible]7	0,741	0,786	0,825	0,867	0,949	1,029	1,154	1,253	1,341	1,412	1,475	1,527	1,575	1,653	1,713	1,760	1,796	1,823
0,8	0,166	0,232	0,325	0,465	0,555	0,631	0,699	0,756	0,815	0,865	0,909	0,954	1,015	1,132	1,270	1,380	1,476	1,555	1,624	1,681	1,734	1,819	1,885	1,937	1,977	2,007
0,9	0,180	0,252	0,353	0,505	0,603	0,686	0,760	0,822	0,866	0,940	0,987	1,036	1,135	1,230	1,380	1,499	1,603	1,689	1,763	1,825	1,883	1,976	2,048	2,104	2,147	2,180
1,0	0,195	0,273	0,383	0,547	0,653	0,743	0,823	0,890	0,959	1,018	1,069	1,122	1,229	1,332	1,495	1,623	1,737	1,829	1,910	1,977	2,040	2,141	2,218	2,279	2,326	2,361
1,25	0,231	0,324	0,454	0,649	0,775	0,882	0,977	1,056	1,138	1,208	1,269	1,332	1,459	1,581	1,773	1,927	2,061	2,171	2,267	2,347	2,421	2,540	2,632	2,705	2,760	2,802
1,50	0,264	0,369	0,517	0,739	0,883	1,004	1,112	1,203	1,297	1,376	1,445	1,517	1,661	1,801	2,020	2,195	2,347	2,473	2,582	2,673	2,758	2,894	2,999	3,081	3,144	3,192
1,75	0,296	0,413	0,580	0,828	0,990	1,126	1,250	1,349	1,454	1,512	1,620	1,700	1,862	2,019	2,264	2,460	2,631	2,771	2,894	2,996	3,091	3,243	3,361	3,453	3,524	3,577
2,0	0,326	0,456	0,639	0,918	1,091	1,241	1,374	1,486	1,602	1,700	1,785	1,874	2,052	2,225	2,496	2,711	2,900	3,054	3,189	3,302	3,407	3,574	3,704	3,806	3,884	3,943
2,50	0,383	0,536	0,751	1,074	1,283	1,459	1,616	1,748	1,884	1,999	2,099	2,193	2,413	2,616	2,934	3,188	3,410	3,592	3,751	3,883	4,006	4,203	4,356	4,475	4,567	4,636
3,0	0,433	0,606	0,850	1,214	1,451	1,650	1,827	1,976	2,130	2,260	2,374	2,492	2,729	2,959	3,319	3,605	3,856	4,062	4,242	4,391	4,530	4,753	4,926	5,061	5,165	5,243
3 5	0,480	0,672	0,942	1,347	1,610	1,830	2,026	2,192	2,362	2,507	2,633	2,764	3,027	3,281	3,660	3,998	4,276	4,505	4,704	4,869	5,024	5,271	5,463	5,612	5,728	5,814
4,0	0,525	0,734	1,030	1,471	1,758	1,999	2,214	2,395	2,581	2,739	2,877	3,020	3,307	3,585	4,021	4,368	4,672	4,921	5,139	5,320	5,489	5,759	5,968	6,132	6,258	6,353
4,5	0,567	0,794	1,113	1,590	1,900	2,161	2,393	2,588	2,790	2,961	3,109	3,264	3,574	3,875	4,346	4,721	5,050	5,320	5,555	5,751	5,933	6,225	6,451	6,628	6,764	6,867
5,0	0,605	0,846	1,186	1,695	2,026	2,304	2,551	2,760	2,975	3,156	3,315	3,480	3,811	4,131	4,634	5,034	5,384	5,671	5,928	6,131	6,326	6,636	6,878	7,066	7,212	7,321
5,5	0,641	0,898	1,258	1,799	2,149	2,443	2,706	2,927	3,154	3,347	3,515	3,691	4,041	4,381	4,914	5,338	5,710	6,015	6,281	6,502	6,709	7,038	7,294	7,494	7,648	7,764
6,0	0,677	0,947	1,328	1,898	2,268	2,579	2,856	3,089	3,330	3,534	3,711	3,896	4,266	4,625	5,187	5,635	6,027	6,349	6,630	6,864	7,082	7,430	7,670	7,911	8,073	8,195
7,0	0,743	1,039	1,458	2,083	2,489	2,830	3,134	3,390	3,654	3,877	4,072	4,275	4,681	5,075	5,692	6,183	6,614	6,967	7,276	7,531	7,771	8,152	8,449	8,680	8,859	8,993

Anm. Will man die bei einem gewissen Wasserstand t gemessene Geschwindigkeit v auf einen Wasserstand t_1 reduzieren, so verwendet man viel die Gleichung:

$$\frac{v}{v_1} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^{\alpha} \qquad 22$$

wo α entweder gleich $^1/_2$ oder $^2/_3$ oder nach besonderen Erfahrungen gewählt wurde (vgl. hierzu § 7).

Die Formel von Matakiewicz gibt ein weiteres Mittel zur Auswertung, insbesondere an Hand der Tabelle. Jedoch muß J und J_1 bekannt sein.

IV. Formel von Christen.

Ist t die mittlere Wassertiefe, B die Profilbreite, J das spezifische Gefälle, so erhielt Christen die Gleichung:

$$Q = m \cdot B \cdot \sqrt{t^3 \cdot J} \cdot \sqrt[8]{\frac{B}{2}} \qquad 23$$

Die Werte von m gibt die folgende Tabelle.

Tabelle 14.

Material	m
Bretter	57—48
Quader	56
Backsteine	52
Bruchsteine	39—34
Kies $D = 1—2$ cm	42
3—6 cm (Germersheim)	30
Erde, fest, ohne Kräuter	28
„ mit vielen Kräutern	20
„ steinig, wenig Kräuter	24
Geschiebe, Faustgröße (Basel)	18*)
„ Faust- bis Kopfgröße (Kander)	16*)
Grobe Steine	11*)

Ist die Rauhigkeit der Wände (m_w) eine andere als diejenige der Sohle (m_s), so bestimmt Christen den mittleren Rauhigkeitskoeffizienten m nach Fig. 8, indem er setzt

$$m = \frac{F_s \cdot m_s + F_w \cdot m_w}{F_s + F_w} = \frac{b \cdot m_s + b\, m_w}{b + B}$$

Hieraus ergibt sich für Rechteckprofile:

$$m = \frac{m_s + m_w}{2}$$

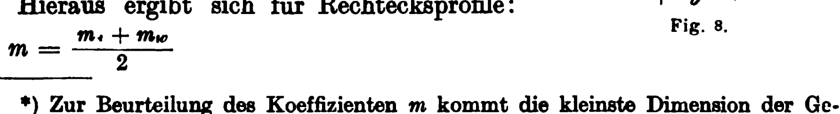


Fig. 8.

*) Zur Beurteilung des Koeffizienten m kommt die kleinste Dimension der Geschiebe in Betracht.

Für geschiebeführende Gewässer empfiehlt Christen (Zeitschr. für prakt. Geologie 1906, XIV, S. 47) zu setzen:

$$m = \frac{7{,}0}{\sqrt[6]{t \cdot J}}$$

womit sich

$$v = 7 \cdot \sqrt[3]{t \cdot J} \cdot \sqrt[8]{\frac{B}{2}} \qquad 24$$

ergibt. In seiner ursprünglichen Veröffentlichung hatte Christen statt 7 6,03, also um 16 % weniger gesetzt.

Für Gewässer ohne oder mit ganz geringem Geschiebe gibt Christen die Gleichung

$$v = 32 \sqrt{t \cdot J} \cdot \sqrt[8]{\frac{B}{2}} \qquad 25$$

welche sich nach seinen Angaben sehr gut bewähren soll. Vergleiche hierzu die Bedenken von Gravelius gegen die Konstanz des Koeffizienten (Zeitschr. für Gewässerk. 1904, VI, S. 60).

Anm. Über den Einfluß von Unebenheiten in offenen Gerinnen finden sich Formeln in Eng. News vom 30. XII. 1909.

Literatur zu Kapitel II: 8, 11, 14, 18, 20, 32, 38, 43, 44, 61, 63, 68, 69, 87, 89, 107, 108, 112, 118, 145, 149, 151, 153; s. auch Kap. IV.

Kapitel III.

Trapezoidale und andere offene Querschnittsformen.

§ 13. Allgemeine Vorbemerkungen.

Die Wassermenge Q ist in der Regel fest gegeben. Die Querschnittsgröße F gibt die Aushubmenge an, F beeinflußt also in erster Linie die Kosten; der benetzte Umfang U ist das Maß für die Kosten der etwaigen Sohlen- und Uferbefestigung. Die Wassertiefe h ist oft durch Vorflutverhältnisse oder Geländegestaltung gegeben. Die Breite b kann durch finanzielle oder rechtliche Gründe innerhalb gewisser Grenzen eingeschlossen sein. Das Gefälle J hängt zunächst von P, F, U ab, doch kann es auch durch die vorgeschriebene Linienführung eines Gerinnes und durch das Böschungsmaterial bestimmt sein. Dieses bestimmt den Böschungswinkel φ (Neigung $1:p$), wenn nicht die Böschungen befestigt werden. Die Neigung der Böschungen muß insbesondere unter Wasser stets geringer sein, als der natürliche Böschungswinkel beträgt. Die folgende Tabelle gibt einige Werte zur Orientierung (nach Häseler u. a.).

Tabelle 15.

Material	trocken	natürlich feucht	wassergesättigt
Dammerde	40° (1:1¼)	45° (1:1)	27° (1:2)
Lehm	40° (1:1¼)	45° (1:1)	17° (1:3)
Sand	35° (1:1½)	40° (1:1¼)	24° (1:2)
Gerölle, eckig	45° (1:1)	—	—
„ rundlich	30° (1:1¾)	—	—

Steiniger und lehmiger Boden, grober Kies	1:1	bis 1:1,5
Sehr dichte Erde	1:0,7	bis 1:1
Geschichteter Fels	1:0	bis 1:0,5
Ungeschichteter Fels, hart	1:0	

Für die Geschwindigkeit $v = Q : F$ sind in § 33 eine Reihe von Zahlenangaben enthalten, v darf bestimmte untere und obere Grenzen nicht überschreiten, was durch die Wahl der Bestimmungsgrößen erreicht wird.

Allein die Größe von v wird auch durch die Bedingung bestimmt, daß $2\,b$ oder $2\,s$ und h (Fig. 9) stets reelle und positive Werte haben müssen. Die diesbezügliche Untersuchung wurde von Regierungsbaumeister Szivessy durchgeführt und ergibt folgendes:

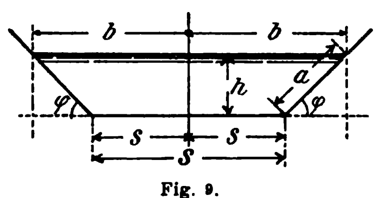


Fig. 9.

Die Bedingung für ein Paar reeller positiver Werte von b und h ist gegeben durch die Ungleichung:

$$f(v) \equiv v^9 + \mu \cdot v^8 + \frac{1}{32} \cdot \mu^3 \cdot v^6 - \frac{1}{2} \cdot \frac{A}{\mu} \cdot v^5 - \frac{1}{2} A \cdot v^4 - \frac{1}{16} \cdot A \cdot \mu \cdot v^3 + \frac{1}{32} \frac{A^2}{\mu} > 0 \qquad 1$$

wobei

$$\mu = 4 \cdot k \cdot m \sqrt{J}$$

$$A = \frac{4 \cdot Q \cdot k^4 \cdot J^2}{\sqrt{1+p^2} - p}$$

Hier entsprechen m und k den Werten in der kleinen Kutterschen Formel, p der Böschungsneigung $(1 : p)$.

Im praktischen Fall ermittelt man zunächst die Koeffizientenwerte der obigen Ungleichung und dann am einfachsten mittels des Hornerschen sogenannten abgekürzten Divisionsverfahrens die Werte $f(v)$ für verschiedene v. Diese trägt man in einem Koordinatensystem [Ordinaten $f(v)$, Abszissen v] auf und hat damit ein Bild über die Grenzen, innerhalb deren v sich bewegen darf, wenn b und h reelle positive Werte annehmen sollen. Ist das gefundene v_{max} technisch verwendbar, so erhält man hieraus sofort

$$F_{min} = \frac{Q}{v_{max}}$$

und die anderen erforderlichen Größen.

§ 14. Allgemeine Gleichungen.

Mit

$$a = \frac{h}{\sin\varphi} \qquad s = b - h \cdot \operatorname{ctg}\varphi \qquad 2$$

kommt (vgl. Fig. 9)

$$F = h\,(2\,b - h \cdot \operatorname{ctg}\varphi) \qquad 3$$

$$U = 2\left(b - h \cdot \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}\right) \qquad 4$$

$$P = \frac{h\,(2\,b - h \cdot \operatorname{ctg}\varphi)}{2\left(b + h \cdot \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}\right)} \qquad 5$$

Hieraus lassen sich Gleichungen für Rechteck und Dreieck ableiten.

1. Setzt man die Wassertiefe

$$h = n \cdot b \qquad 6$$

so folgt

$$F = n \cdot b^2 (2 - n \cdot \operatorname{ctg} \varphi)$$

oder mit $c = 2n - n^2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi$ $\qquad F = c \cdot b^2$ 7

$$U = 2b\left(1 + n \cdot \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}\right) \qquad 8$$

und

$$P = \frac{n \cdot b}{2} \cdot \frac{2 - n \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{1 + n \cdot \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}}$$

oder mit $c_1 = \dfrac{c}{2\left(1 + n \cdot \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2}\right)}$ $\qquad P = c_1 \cdot b$ 9

Aus Gl. 7 folgt

$$b = \sqrt{\frac{F}{2n - n^2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi}} \qquad 10$$

Damit geben Gl. 8 und 9:

$$U = 2\sqrt{F \frac{(1 + n \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2)^2}{n(2 - n \operatorname{ctg} \varphi)}} \qquad 11$$

und

$$P = \frac{1}{2}\sqrt{F \cdot \frac{n(2 - n \operatorname{ctg} \varphi)}{(1 + n \operatorname{tg} \varphi/_2)^2}} \qquad 12$$

Beispiele. a) Ist gegeben J und das Querprofil (b, n und φ), so folgt:

$$v = k\sqrt{P \cdot J} = \frac{100\sqrt{c_1 . b}}{m + \sqrt{c_1 . b}} \cdot \sqrt{c_1 b \cdot J} = \frac{100\, c_1 . b . \sqrt{J}}{m + \sqrt{c_1 . b}}$$

und

$$Q = F \cdot v = \frac{100 . c . c_1 . b^3 . \sqrt{J}}{m + \sqrt{c_1 b}}$$

b) Ist gegeben das Querprofil (b, n, φ) und v oder Q, so ergibt sich J aus

$$J = \frac{v^2}{k^2 . P} = \frac{v^2 (m + \sqrt{c_1 b})^2}{10\,000\, c_1^2 . b^2}$$

bzw.

$$J = \frac{Q^2}{k^2 . F^2 . P} = \frac{Q^2 (m + \sqrt{c_1 . b})^2}{10\,000\, c^2 . c_1^2 . b^6}$$

c) Ist gegeben n, φ und J, sowie v oder Q, so erhält man:

$$b = \frac{v(m + \sqrt{c_1 . b})}{100 . c_1 \sqrt{J}}$$

oder

$$b = \sqrt[3]{\frac{Q(m + \sqrt{c_1 . b})}{100 . c . c_1 . \sqrt{J}}}$$

Diese Gleichung ergibt mit $\sqrt{b} = x$

$$100 \cdot c \cdot c_1 \cdot \sqrt{J} \cdot x^6 - \sqrt{c_1} \cdot Q \cdot x - m \cdot Q = 0$$

Die Lösung findet sich durch punktweises Auftragen oder logarithmisch-graphisch nach Mehmke (s. Hütte I).

Die Berechnungen werden erleichtert durch Tabelle 16.

Tabelle 16. **Trapezoidales Profil. Rechnungsgrößen, wenn gegeben $2b$.**

Böschung	φ	$\sin\varphi = n$ (Gl. 28)	$\frac{n}{\sin\varphi}$	$\cos\varphi$	$\operatorname{ctg}\varphi$	c	c_1	c für max Q und max v mit Gleich. 28	c_1 für max Q und max v mit Gleich. 28
1 : 0	90°	1,000	$1{,}000 \cdot n$	0,000	0,000	$2n$	$\frac{c}{2n+2}$	2,000	0,5000
1 : ½	63° 26′	0,894	$1{,}119\ n$	0,447	0,500	$2n - 0{,}500\,n^2$	$\frac{0{,}894 \cdot c}{1{,}106\,n + 1{,}788}$	1,387	0,4466
1 : 1	45°	0,707	$1{,}414 \cdot n$	0,707	1,000	$2n - n^2$	$\frac{0{,}707 \cdot c}{0{,}586\,n + 1{,}414}$	0,916	0,3561
1 : 1¼	38° 40′	0,625	$1{,}600 \cdot n$	0,781	1,250	$2n - 1{,}25\,n^2$	$\frac{0{,}625\ c}{0{,}438\,n + 1{,}250}$	0,761	0,3122
1 : 1½	33° 41′	0,555	$1{,}803 \cdot n$	0,832	1,500	$2n - 1{,}5\,n^2$	$\frac{0{,}555 \cdot c}{0{,}336\,n + 1{,}116}$	0,648	0,2772
1 : 1¾	29° 45′	0,496	$2{,}016 \cdot n$	0,868	1,750	$2n - 1{,}75\,n^2$	$\frac{0{,}496 \cdot c}{0{,}264\,n + 0{,}992}$	0,562	0,2478
1 : 2	26° 34′	0,447	$2{,}237 \cdot n$	0,894	2,000	$2n - 2\,n^2$	$\frac{0{,}447 \cdot c}{0{,}212\,n + 0{,}894}$	0,494	0,2233
1 : 2½	21° 48′	0,371	$2{,}695 \cdot n$	0,928	2,500	$2n - 2{,}5\,n^2$	$\frac{0{,}371 \cdot c}{0{,}144\,n + 0{,}742}$	0,397	0,1852
1 : 3	18° 26′	0,316	$3{,}165 \cdot n$	0,949	3,000	$2n - 3\,n^2$	$\frac{0{,}316 \cdot c}{0{,}102\,n + 0{,}632}$	0,332	0,1579
1 : 4	14° 2′	0,242	$4{,}132 \cdot n$	0,970	4,000	$2n - 4\,n^2$	$\frac{0{,}242\ c}{0{,}060\,n + 0{,}484}$	0,252	0,1223
1 : 5	11° 19′	0,196	$5{,}097 \cdot n$	0,981	5,000	$2n - 5\,n^2$	$\frac{0{,}196\ c}{0{,}038\,n + 0{,}392}$	0,200	0,0981

2. Ist gegeben die Grabensohlenbreite $2s$ und die Wassertiefe $h = l \cdot s$, dann hat man:

$$b = s + h \cdot \operatorname{ctg} \varphi = s(1 + l \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \qquad 13$$

$$a = \frac{h}{\sin \varphi} = s \cdot \frac{l}{\sin \varphi} \qquad 14$$

also

$$F = 2sh + h^2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi = 2l \cdot s^2 + l^2 \cdot s^2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi = s^2(2l + l^2 \operatorname{ctg} \varphi)$$

$$F = c \cdot s^2 \qquad 15$$

wobei $c = 2l + l^2 \operatorname{ctg} \varphi$ 16

ferner $U = 2s + 2a = 2s\left(1 + \frac{l}{\sin \varphi}\right)$ 17

und $P = \frac{F}{U} = \frac{cs}{2\left(1 + \frac{l}{\sin \varphi}\right)}$ 18

oder $P = c_1 \cdot s$ 19

wobei $c_1 = \frac{c \cdot \sin \varphi}{2(\sin \varphi + l)}$ 20

Trapezoidales Profil. Rechnungsgrößen, wenn gegeben $2s = S$.

Tabelle 17.

Böschung	φ	$\operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} = l$ (Gleich. 35)	c	c_1	c für max Q und max v mit Gleich. 35	c_1 für max Q und max v mit Gleich. 35
1:0	90°	1,000	$2l$	$\frac{1.00 \cdot c}{2 + 2l}$	2 000	0,500
1:½	63° 26′	1,618	$2l + 0{,}50\,l^2$	$\frac{0{,}894 \cdot c}{1{,}788 + 2l}$	4,545	0,809
1:1	45°	2,414	$2l + 1{,}0\,l^2$	$\frac{0{,}707 \cdot c}{1{,}414 + 2l}$	10,655	1,207
1:1¼	38° 40′	2,850	$2l + 1{,}25\,l^2$	$\frac{0{,}625 \cdot c}{1{,}250 + 2l}$	15,853	1,426
1:1½	33° 41′	3,303	$2l + 1{,}5\,l^2$	$\frac{0{,}555 \cdot c}{1{,}110 + 2l}$	22,973	1,635
1:1¾	29° 46′	3,763	$2l + 1{,}75\,l^2$	$\frac{0{,}497 \cdot c}{0{,}992 + 2l}$	32,306	1,881
1:2	26° 34′	4,236	$2l + 2\,l^2$	$\frac{0{,}447 \cdot c}{0{,}894 + 2l}$	44,360	2,117
1:2½	21° 48′	5,193	$2l + 2{,}5\,l^2$	$\frac{0{,}371 \cdot c}{0{,}742 + 2l}$	77,804	2,594
1:3	18° 26′	6,163	$2l + 3\,l^2$	$\frac{0{,}316 \cdot c}{0{,}632 + 2l}$	126,218	3,078
1:4	14° 2′	8,125	$2l + 4\,l^2$	$\frac{0{,}243 \cdot c}{0{,}485 + 2l}$	280,313	4,053
1:5	11° 19′	10,093	$2l + 5\,l^2$	$\frac{0{,}196 \cdot c}{0{,}392 + 2l}$	529,529	5,043

Beispiele. a) Ist gegeben s oder h, sowie J, l und φ, so erhält man:

$$v = k\sqrt{P \cdot J} = \frac{100\sqrt{c_1 \cdot s}}{m + \sqrt{c_1 \cdot s}} \cdot \sqrt{c_1 \cdot s \cdot J} = \frac{100 \cdot c_1 \cdot s\sqrt{J}}{m + \sqrt{c_1 s}}$$

$$Q = F \cdot v = \frac{100 \cdot c \cdot c_1 \cdot s^3\sqrt{J}}{m + \sqrt{c_1 \cdot s}}$$

b) Ist gegeben s oder h, sowie φ und l und Q oder v, so erhält man:

$$J = \frac{v^2}{k^2 \cdot P} = \frac{v^2 (m + \sqrt{c_1 \cdot s})^2}{10\,000\, c_1^2 \cdot s^3}$$

$$J = \frac{Q^2}{k^2 \cdot F^2 \cdot P} = \frac{Q^2 (m + \sqrt{c_1 \cdot s})^2}{10\,000 \cdot c^2 \cdot c_1^2 \cdot s^6}$$

c) Ist gegeben J, l und φ, sowie v oder Q, so erhält man:

$$s = \frac{v (m + \sqrt{c_1 \cdot s})}{100 \cdot c_1 \cdot \sqrt{J}}$$

oder

$$s = \sqrt[3]{\frac{Q (m + \sqrt{c_1 \cdot s})}{100 \cdot c \cdot c_1 \cdot \sqrt{J}}}$$

Die Berechnungen werden erleichtert durch Tabelle 17. Die etwa nötigen Werte sin φ und ctg φ findet man in Tabelle 16.

Bei der vorstehenden Ableitung haben die Größen c und c_1 natürlich andere Werte als bei der vorhergehenden Untersuchung.

Aufgaben. 1. Gesucht das Gefälle J, wenn gegeben Q, v_m, φ und h. Mit Gl. 3

$$F = 2\,b \cdot h - h^2 \cdot \text{ctg}\,\varphi \quad \text{und} \quad F = Q : v_m \text{ folgt:}$$

$$b = \frac{h^2 \cdot \text{ctg}\,\varphi + \frac{Q}{v_m}}{2\,h} \qquad 21$$

Mit b und h erhält man P und k und hieraus:

$$J = \frac{v_m^2}{k^2 \cdot P} \qquad 22$$

Ergibt sich dieses Gefälle im vorliegenden Fall als:

zu groß, so muß ein kleineres v gewählt werden, als das Bodenmaterial zuläßt;

zu klein, so kann man Abstürze anlegen, um das nötige Gesamtgefälle zu erhalten, oder man macht $v > v_m$, muß aber dann Sohle und Wände des Gerinnes befestigen.

2. Gesucht der Querschnitt, wenn gegeben Q, v_m, φ, J und h. Mit Gl. 3 und 5 ergibt sich:

$$\frac{Q^2}{k^2 \cdot J} = \frac{h^3 (2\,b - h \cdot \text{ctg}\,\varphi)^3}{2\,(b + h \cdot \text{tg}\,\varphi/_2)} \qquad 23$$

Man findet hieraus b durch allmähliche Annäherung. Man nimmt zunächst einen Wert k_1 an, berechnet hieraus b_1, P_1, v_1, und damit k_2 usw. Wird schließlich $v > v_m$, so muß man eventuell h verkleinern oder das Profil befestigen.

3. Direkte Berechnung eines Profils, wenn gegeben Q, v_m, J, φ (nach G. Schmidt, Techn. Blätter, Heft 4, Prag 1881).

Aus

$$v = \frac{100 \cdot \sqrt{P}}{m + \sqrt{P}} \cdot \sqrt{P \cdot J}$$

erhält man mit $\sqrt{P} = x$

$$10\,000 \cdot J \cdot x^4 - v^2 \cdot x^2 - 2\,m \cdot v^2 \cdot x - v^2 \cdot m^2 = 0 \qquad 24$$

woraus sich der Wert von x und $x^2 = P$ ergibt.

Aus Gl. 7 und 9 ergibt sich ein Hilfswert:

$$a \equiv \frac{P^2}{F} = \frac{n}{4} \cdot \frac{2 - n \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{(1 + n \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2)^2} \qquad 25$$

und man erhält für n die Gleichung:

$$n = \frac{1 - 4\,a \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2 \pm \sqrt{1 - 8 \cdot a \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2 - 4\,a \operatorname{ctg} \varphi}}{\operatorname{ctg} \varphi + 4 \cdot a \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi/_2} \qquad 26$$

Diese Gleichung ergibt aber nur so lange reelle Werte von n, als

$$1 - (8 \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2 + 4 \operatorname{ctg} \varphi)\, a > 0$$

also

$$a \leqq \frac{1}{8 \operatorname{tg} \varphi/_2 + 4 \operatorname{ctg} \varphi} \qquad 27$$

Gang der Rechnung. Man berechnet P aus Gl. 24, berechnet Gl. 25, prüft, ob die Bedingung 27 zutrifft, ermittelt n aus Gl. 26, b aus Gl. 9, h aus $h = n \cdot b$ und zur Kontrolle F aus $F = n \cdot b^2 (2 - \operatorname{ctg} \varphi)$.

Abgekürzte Berechnung trapezoidaler Querschnitte.

Bei Verwendung von Verhältniszahlen und Einführung des Füllungsgrades von Trapezprofilen ergibt sich zur Berechnung der Geschwindigkeit und Wassermenge eine neue bequeme und rasche Näherungsmethode, welche hier mit der kleinen Kutterschen Formel und $m = 1{,}5$ durchgeführt ist*).

Tabelle 18 gibt eine Zusammenstellung der Werte $v : \sqrt{J}$ für $h : S = y = 1$ oder $h = S$ (Fig. 9). In dieser Tabelle kann in vertikaler und in horizontaler Richtung interpoliert werden, so daß man beispielsweise auch Werte für die Böschung $1 : 1^3/_4$ entnehmen kann. Zu Tabelle 18 gehört Tafel VIII, worin für jedes Profil zwischen $S = 1$ und $S = 20$ interpoliert werden muß. Die nötigen Formeln für Querschnittswerte bei verschiedenen Füllungsgraden finden sich am Fuß von Tabelle 18.

Beispiel. Welche Wassermenge fließt durch ein Trapezprofil mit zweifacher Böschung von $S = 5$ $h = 1{,}0$ bei $J = 0{,}0009$ und $m = 1{,}5$?

Es ist $$y = \frac{h}{S} = 0{,}2$$

Damit folgt aus Tafel VIII Nr. V: $x = 0{,}35$. Aus Tabelle 18 Kolumne 6

*) Es wäre ebenso möglich gewesen, gleich die Werte von Q zu ermitteln, allein die Bestimmung von Q aus v und F ist genauer.

kommt für $S = 5{,}0$ als Ordinatenwert für $y = 1$ $v : \sqrt{J} = 86{,}8$. Hieraus folgt für $y = 0{,}2$

$$v = 86{,}8 \cdot 0{,}35 = 30{,}5 \cdot \sqrt{J}$$

woraus mit $J = 0{,}0009$

$$v = 0{,}915 \text{ m}$$

Mit dem F-Wert am Fuß von Tabelle 18 ist:

$$F = (0{,}2 + 0{,}08) \cdot 25 = 7{,}00 \text{ qm}$$

woraus

$$Q = v \cdot F = 6{,}4 \text{ cbm/sek.}$$

Nach der gewöhnlichen etwas genaueren Berechnungsmethode hätte man erhalten:

$$F = 7{,}0 \qquad U = 9{,}47 \qquad P = 0{,}739 \qquad \sqrt{P} = 0{,}86$$

$$v = \frac{73{,}9}{1{,}5 + 0{,}86} \cdot \sqrt{0{,}0009} = 0{,}95$$

und

$$Q = 0{,}95 \cdot 7 = 6{,}65 \text{ cbm/sek.}$$

Teilweise Füllung trapezoidaler Profile.

Werte $v : \sqrt{J}$ für $y = 1$ und Sohlenbreiten von $S = 1$ bis $S = 20$ m

Tabelle 18.

$2s = S_{\text{meter}}$	Rechteck	Trapezprofil				
	Bösch. 1 : 0	1 : 0,5	1 : 1	1 : 1,5	1 : 2	1 : 2,5
1	2	3	4	5	6	7
1	16,0	21,3	23,5	24,3	24,5	24,5
2	28,6	37,7	41,4	42,7	43,1	43,1
3	40,0	51,9	56,9	58,6	59,2	59,2
4	50,2	64,9	70,9	73,1	73,7	73,7
5	59,7	76,7	83,8	86,1	86,8	86,8
6	68,7	87,9	95,8	98,6	99,3	99,3
7	77,1	98,3	107,1	109,9	110,8	110,8
8	85,3	108,2	117,9	121,0	121,9	121,9
9	92,9	117,9	128,0	131,5	132,5	132,6
10	100,2	127,1	138,2	141,9	142,9	143,0
11	107,4	135,7	147,6	151,3	152,6	152,8
12	114,2	144,3	156,6	160,0	162,0	162,2
13	120,9	152,5	165,2	169,8	171,1	171,3
14	127,5	160,6	173,8	178,7	180,0	180,2
15	133,8	168,3	182,4	187,0	188,3	188,5
16	140,1	175,8	190,8	195,2	196,6	196,9
17	146,0	183,1	198,4	203,2	204,5	204,8
18	151,9	190,2	206,0	211,0	212,4	212,8
19	157,8	197,3	213,5	218,7	220,2	220,7
20	163,6	204,5	221,0	226,1	227,5	228,0

Prospekt.

Soeben erscheint:

STAU BEI FLUSSBRÜCKEN.

BEGRÜNDUNG EINER NEUEN STAUFORMEL

VON

A. HOFMANN,
OBERBAUINSPEKTOR DER KGL. BAYER. STAATSBAHNEN

INHALTSVERZEICHNIS:

Preis geheftet M. 2.–, kartoniert M. 2.50

STUTTGART
VERLAG VON KONRAD WITTWER.

Aus dem Vorwort.

In unserem Zeitalter der Buchschreiberei wird es für jeden Verfasser eines neuen Buches keine müßige Frage sein, ob denn die Zweckmäßigkeit feststeht, den überreichlich besetzten Markt mit einer Neuheit zu beschicken.

Ich habe mir daher reiflich überlegt, welchen Wert für die Mitwelt es haben kann, wenn ich meine in verschiedenen Zeitschriften fast zur Uebergenüge bekanntgegebenen Anschauungen über fraglichen Gegenstand hier noch einmal zusammenfassend vortrage.

Fast möchte ich besorgen, daß es wohl für mich am zweckmäßigsten wäre, die Hinausgabe dieser Druckschrift zu unterlassen. Anderseits möchte ich doch das Mögliche tun, um meine Meinung über die in den Lehrbüchern entschieden noch nicht genügend erörterte Frage des Staues bei Flußbrücken weiteren Kreisen darzulegen, um mehr Anhänger für die neue Anschauung zu gewinnen, die freilich fast alle bisherigen Sätze der Wasserbewegungslehre umstürzt.

Ein Wasserbaumann ersten Ranges hat mir ja gerade dieserwegen seine Bedenken geäußert und gemeint, daß die ganze alte Lehre wertlos wäre, wenn meine Annahmen zuträfen. Ein Grund für ihre Haltlosigkeit könnte aber aus diesem Zutreffen keineswegs gefolgert werden, und wenn ich keinen Anstand nehme zu behaupten, daß die alten Stauformeln sämtlich unrichtig sind, so will ich doch nicht so weit gehen, sie für gänzlich unbrauchbar zu erklären.

Der Mensch nähert sich nur schrittweise der Wahrheit, und ein kräftiges Sprichwort sagt: „Die durch den Irrtum zur Wahrheit reisen, sind die Weisen, die bei dem Irrtum verharren, sind die Narren."

Ich will mir entfernt nicht anmaßen, ein Weiser zu sein, spüre aber auch keine Lust, zu den Narren gezählt zu werden.

Ich habe ja das Zeugnis anderer tüchtiger Wasserbauleute für mich, daß die alten Stauformeln unzulänglich sind, daß die großen Unterschiede ihrer Ergebnisse Humbug sind und daß meine Annahmen einen Fortschritt bedeuten.

Wer meine Darlegungen unbefangen verfolgen wird, muß wohl diesen Urteilen beipflichten.

München, Pfingsten 1912.

A. Hofmann.

Vorwort.

Was ich seit längerer Zeit in verschiedenen Fachzeitschriften über Gewölbe geschrieben habe, wird wohl nur einem geringen Teile meiner Fachgenossen zur Kenntnis gelangt sein.

Da ich meine früheren Anschauungen auch teilweise geändert habe, so scheint es mir nicht gerade unzweckmäßig, wenn ich meinen jetzigen Standpunkt zur Sache in einem handlichen Büchlein darlege und so meine Gedanken den Fachgenossen leichter zugänglich mache.

Obwohl ich in manchen Punkten den Ansichten hervorragender Fachlehrer entgegentreten muß, hoffe ich doch, daß meine Ausführungen unbefangen verfolgt werden, weil ja nicht jeder Fortschritt der Lehre unbedingt nur an die Tätigkeit der Lehrerschaft gebunden sein muß.

München, im Herbst 1912.

August Hofmann.

Druck der Union Deutsche Verlagsgesellschaft in Stuttgart.

Böschung	F für variable $y = h : S$	Böschung	F für variable $y = h : S$
1 : 0	$F = y \cdot S^2$	1 : 1,5	$F = \left(y + \frac{3\,y^2}{2}\right) \cdot S^2$
1 : 0,5	$F = \left(y + \frac{y^2}{2}\right) \cdot S^2$	1 : 2,0	$F = \left(y + \frac{4\,y^2}{2}\right) \cdot S^2$
1 : 1,0	$F = \left(y + \frac{2\,y^2}{2}\right) \cdot S^2$	1 : 2,5	$F = \left(y + \frac{5\,y^2}{2}\right) \cdot S^2$

§ 15. Berechnung wirtschaftlicher Querschnitte.

I. Maximumbedingung für P. Bei gegebener Querschnittsgröße muß es ein Verhältnis $h = n \cdot b$ geben, für welches P und damit auch v und Q ein Maximum werden. Man erhält als Maximumbedingung

$$n = \sin\varphi \quad \text{also} \quad h = b \cdot \sin\varphi \qquad 28$$

Geometrisch gesprochen tritt, wenn F und $\sin\varphi$ der Größe nach gegeben sind, ein Minimum von U und damit ein Maximum von P, v, Q ein, wenn ein Kreisbogen, mit dem Halbmesser h aus der Mitte des Wasserspiegels geschlagen, die Böschungen und die Sohle des Profils berührt.

Fig. 10.

Mit der Bedingung Gl. 28 erhält man aus Gl. 6—8 folgende speziellen Werte:

$$a = \frac{h}{\sin\varphi} = b \qquad 29$$

$$s = b\,(1 - \cos\varphi) \qquad 30$$

$$F = b^2 \cdot \sin\varphi\,(2 - \cos\varphi) = \frac{h^2}{\sin\varphi}\,(2 - \cos\varphi) \qquad 31$$

$$U = 2\,b\,(2 - \cos\varphi) \quad \text{oder mit 11a} \quad U = 2\sqrt{F \cdot \frac{2 - \cos\varphi}{\sin\varphi}} \qquad 32$$

$$P = \frac{b}{2} \cdot \sin\varphi = \frac{h}{2} \quad \text{oder mit 11a} \quad P = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{F \cdot \sin\varphi}{2 - \cos\varphi}} \qquad 33$$

$$h = 2\,P \qquad 34$$

Mit $h = b \cdot \sin\varphi$ ergibt sich neben $n = \sin\varphi$ auch $l = \operatorname{ctg}\varphi/_2$ 35 und daraus sind die Werte $h : 2\,b$ und $h : 2\,s$ in der folgenden Tabelle berechnet.

Tabelle 19. Verhältniszahlen für günstigste Profilformen : P_{max}.

Böschung	1 : 0	1 : 0,5	1 : 1	1 : 1¼	1 : 1½	1 : 1¾	1 : 2	1 : 2½	1 : 3	1 : 4	1 : 5
Böschungswinkel	90°	63° 20′	45°	38° 40′	33° 41′	29° 46′	26° 34′	21° 48′	18° 26′	14° 2′	11° 19′
$h : 2\,b$	0,5	0.447	0 354	0,313	0,278	0,249	0,223	0,186	0,158	0,122	0,098
$h : 2\,s$	0,5	0,809	1,207	1,425	1,652	1,882	2,118	2,597	3,082	4,063	5,047

Eine praktische Grenze für die Verwendbarkeit solcher Profile wird häufig die Bedingung $v \leqq v_m$ ergeben.

Formt man die Gl. 7—9 mit $\varphi = 90^0$ für ein Rechteckprofil um, so kommt mit Gl. 30 hierfür:

$$h = b \qquad F = 2\,b^2 \qquad U = 4\,b \qquad P = 0{,}5 \cdot b \qquad h = \sqrt{\frac{F}{2}} \tag{36}$$

Kleine Bewässerungsrinnen führt man in der Regel rechteckig aus und macht dabei h etwas größer als b (s. auch § 16 S. 47).

Aufgaben. 1. Gesucht das Gefälle J, wenn gegeben Q, v_m, φ, $n = \sin\varphi$.

Aus $F = Q : v_m$ und $F = b^2 \cdot \sin\varphi\,(2 - \cos\varphi)$ ergibt sich:

$$b = \sqrt{\frac{Q : v_m}{\sin\varphi\,(2 - \cos\varphi)}} \tag{37}$$

Damit folgt

$$P = \frac{b}{2} \cdot \sin\varphi \qquad k = \frac{100\sqrt{P}}{m + \sqrt{P}} \quad \text{und} \quad J = \frac{v_m^2}{k^2 \cdot P}$$

vgl. hierzu die Bemerkungen zu Aufgabe 1 des letzten Paragraphen.

2. Profilberechnung, wenn gegeben Q, φ, J, v_m, $n = \sin\varphi$.

Aus Gl. 31 und 33 folgt

$$\frac{P^2}{F} = \frac{\sin\varphi}{4\,(2 \cos\varphi}$$

Mit $Q = k \cdot F\sqrt{P \cdot J}$ wird $F = Q : k\sqrt{P \cdot J}$

und folgt:

$$P = \sqrt[5]{\left(\frac{\sin\varphi}{2 - \cos\varphi}\right)^2 \cdot \frac{Q^2}{16 \cdot k^2 \cdot J}} \tag{38}$$

Diese Gleichung wird mit

$$c = \left(\frac{\sin\varphi}{2 - \cos\varphi}\right)^2 \cdot \frac{Q^2}{16 \cdot J}$$

auf die Form

$$P = \sqrt[5]{\frac{c}{k^2}} \tag{39}$$

gebracht.

Die Lösung kann auf zweierlei Weise erfolgen.

a) Durch Annahme von k. Mit angenommenem k_1 kommt aus Gl. 38 P_1, damit erhält man k_2 usw. Die Berechnung wird am besten tabellarisch durchgeführt. Man erhält so zunächst einen Wert für P.

b) Durch direkte Berechnung.

Aus Gl. 39 folgt:

$$c = \left(\frac{100\sqrt{P}}{m + \sqrt{P}}\right)^2 \cdot P^5$$

Mit $\sqrt{P} = x$ erhält man durch Ausmultiplizieren

$$10\,000 \cdot x^{12} - c \cdot x^2 - 2 \cdot m \cdot c \cdot x - m^2 \cdot c = 0$$

eine Gleichung, deren Wurzeln durch punktweises Auftragen oder logarithmisch-graphisch gefunden werden können. Damit erhält man den Wert von P.

Die weitere Berechnung ergibt: b aus Gl. 33; h aus Gl. 34; F aus Gl. 31 und $v = Q : F$.

Würde $v > v_m$ ausfallen, so müßte man entweder das Profil befestigen oder $n < \sin \varphi$ wählen, also auf ein sogenanntes „günstigstes Profil" verzichten. Vgl. hierzu Anm. 1 dieses Paragraphen, S. 46.

Beispiel. In einem Boden mit $\varphi = 29^0 45'$ ($1 : 1^3/_4$) soll ein Graben mit $Q = 4$ cbm, $v_m = 0{,}8$—$1{,}0$ m bei $J = 0{,}0009$ angelegt werden. Welches ist sein günstigstes Profil? (Lösung durch Annahme von k.)

Es ist hier mit Gl. 39

$$c = 213{,}32 \text{ und damit } P = \sqrt[5]{\frac{213{,}32}{k^2}}$$

Lösung durch Annahme von k. Angenommen sei $k = 35{,}6$ und $m = 1{,}5$ in der Kutterschen Formel.

	1. Versuch	2. Versuch
$\log k$	1.55160	1.55392
$\log k^2$	3.10320	3.10784
$\log 213{,}32$	2.32902	2.32902
$\log P^5$	4.22582—5	4.22118—5
$\log P$	0.84516—1	0.84424—1
$P =$	0,7001	0,6986
$\log \sqrt{P}$	0.92258—1	0.92212—1
$\sqrt{P} =$	0,837	0,836
$m + \sqrt{P} =$	2,337	2,336
$\log (m + \sqrt{P})$	0.36866	0.36847
$\log 100 . \sqrt{P}$	1.92258	1.92212
$\log k$	1.55392	1.55365
k	35,80	35,78

Es ist also $k = 35{,}8$ und $P = 0{,}70$.

II. Minimumbedingung für b. Gegeben Q und φ. Gesucht der Wert $n = b : h$, für welchen b ein Minimum wird. Diese Bedingung kann bei hohen Bodenpreisen gegeben sein.

Mit Gl. 7 und 9 folgt:

$$v = k \sqrt{P \cdot J} = k \cdot \sqrt{\frac{n \cdot b}{2} \cdot \frac{2 - n \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{1 + n \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2} \cdot J}$$

$$\frac{Q}{v} = F = \frac{Q}{k} \sqrt{\frac{2}{n \cdot b \cdot J} \cdot \frac{1 + n \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2}{2 - n \cdot \operatorname{ctg} \varphi}} = n \cdot b^2 (2 - n \cdot \operatorname{ctg} \varphi)$$

woraus

$$b = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{k^2} \cdot \frac{2}{J} \cdot \frac{1 + n \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2}{(2 - n \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^3 \cdot n^3}} \qquad 40$$

Vernachlässigt man zunächst, daß $k = f(b, n)$, so wird b ein Minimum, wenn dies bei dem dritten Bruch unter der Wurzel der Fall ist. Seine Ableitung nach n ergibt als Minimumbedingung:

$$\frac{n^3(2 - n \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^3 \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2 - (24 n^2 - 48 \cdot n^3 \cdot \operatorname{ctg} \varphi + 30 \cdot n^4 \cdot \operatorname{ctg}^2 \cdot \varphi + 6 \cdot n^5 \cdot \operatorname{ctg}^3 \cdot \varphi)(1 + n \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2)}{(2 - n \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^6 \cdot n^6} = 0 \qquad 41$$

Es handelt sich tatsächlich um ein Minimum, da $\frac{d^2 y}{d n^2} > 0$ ist.

Aus Gl. 41 folgt nach Schmidt:

$$(2{,}25 \cdot \operatorname{tg} \varphi/_2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \cdot n^2 + (3 \operatorname{ctg} \varphi - 2 \operatorname{tg} \varphi/_2) \cdot n = 3 \qquad 42$$

woraus sich n ergibt. Dies setzt man in Gl. 40 ein und berechnet wie bei Aufgabe 2 von Nr. 1 b mit k unter allmählicher Annäherung.

Die folgenden Werte von $n = b : h$ geben einen Überblick

Böschung	1 : 1	1 : 1½	1 : 2
$n =$	0,95	0,66	0,50

Anm. 1. Veränderlichkeit von P. Setzt man in Gl. 12 beispielsweise $\varphi = 45^0$, so erhält man mit $F = \text{const.}$

für $n =$	0,25	0,50	0,707 = sin φ	1,00	1,50
$P =$	$0{,}29\sqrt{F}$	$0{,}36\sqrt{F}$	$0{,}37\sqrt{F}$	$0{,}36\sqrt{F}$	$0{,}27\sqrt{F}$

Man sieht hieraus, daß man den Wert n ziemlich stark ändern kann, ohne eine große Änderung von P gegenüber P_{max} zu erhalten.

Ist h die Wassertiefe, B die gesamte Wasserbreite eines Rechteckprofils, so wird mit $h = m \cdot B$ $P = \frac{m B}{2 m + 1}$. Hieraus ergibt sich, daß die Vertiefung eines Profils wenig Einfluß auf P hat.

Anm. 2. Vereinfachte Gleichungen. Vielfach kann man auf Grund der besonderen Verhältnisse über einzelne Größen bestimmte Annahmen machen und dadurch die Formeln und Rechnungen wesentlich vereinfachen.

a. So setzt die württembergische Eisenbahnverwaltung für die Dimensionierung des rechteckigen Wasserquerschnitts von Durchlässen mit 0,3—2,0 m Lichtweite $k = 50$ und $h = 0{,}5\sqrt{B}$. Daraus folgt:

$$Q = B^2 \sqrt{\frac{312{,}5}{1 + \sqrt{B}} \cdot J}$$

Durch graphische Aufzeichnung (Abszissen 1 cbm = 25 mm, Ordinaten, $J = 10\,^0/_{00}$ = 20 mm) wird die Verwendung der Formel noch erleichtert.

b. Mit $P = h$ und $k = 33$ kommt für rechteckigen Querschnitt von der Breite B die Näherungsformel:

$$h = 0{,}1 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 \cdot J}}$$

§ 16. Weitere Profilformen.

a) Abgerundete nach oben offene Profile.

Am häufigsten werden Profile verwendet, wie sie in nebenstehender Fig. 11 dargestellt sind, an der Sohle ein Kreis, der tangential an die unter dem Winkel φ geneigten Böschungswände anschließt. Ist R der Radius des Sohlenkreises, φ der Böschungswinkel und b die halbe Wasserbreite, so wird:

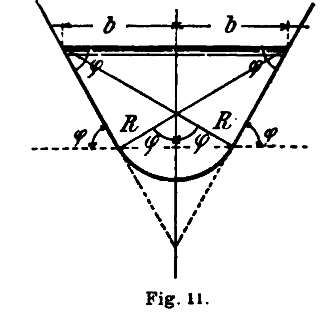


Fig. 11.

$$\left.\begin{aligned} F &= b^2 \cdot \operatorname{tg} \varphi - R^2 (\operatorname{tg} \varphi - \varphi) \\ U &= \frac{2\,b}{\cos \varphi} - 2\,R\,(\operatorname{tg} \varphi - \varphi) \\ P &= \frac{F}{U} = \frac{b^2 \cdot \operatorname{tg} \varphi - R^2 (\operatorname{tg} \varphi - \varphi)}{\frac{2\,b}{\cos \varphi} - 2\,R\,(\operatorname{tg} \varphi - \varphi)} \\ &= \frac{R\,F \cdot \cos \varphi}{2\,(F \cdot \cos \varphi + 2\,b\,R - b^2 \cdot \sin \varphi)} \end{aligned}\right\} \quad 43$$

Soll das Verhältnis von R zu b so gestaltet werden, daß bei bestimmter Profilfläche die Anordnung dem **Maximum** der Geschwindigkeit bzw. der Wassermenge entspricht, so muß $R = b \cdot \sin \varphi$ sein, d. h. der Mittelpunkt des die Böschungen tangierenden Sohlenkreises muß in der Wasserspiegelmitte liegen (s. Fig. 12).

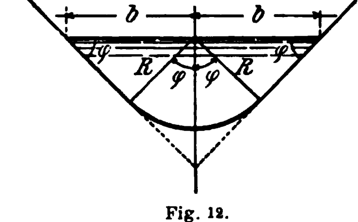


Fig. 12.

Hiermit erhält man:

$$F = b^2 (\sin \varphi \cdot \cos \varphi + \varphi \cdot \sin^2 \varphi)$$

$$U = 2\,b\,(\cos \varphi + \varphi \cdot \sin \varphi)$$

$$\frac{F}{U} = P = b \cdot \frac{\sin \varphi}{2} = \frac{R}{2}$$

Man kann den gekrümmten Profilteil eventuell pflastern, die ebenen Wände unbefestigt lassen.

b) Unregelmäßige Profile.

Bei Profilen, welche der mathematischen Flächenbestimmung und Umfangsbestimmung nicht zugänglich sind, wendet man Planimeter und Zirkel zur Feststellung von F und U an. Diese Methode empfiehlt sich auch sehr zur Kontrolle der Berechnungen regelmäßiger Profilflächen bzw. benetzter Umfänge. Sind in einem unregelmäßigen Profil gegen das eine oder andere Ufer Untiefen vorhanden, so muß daselbst die Berechnung der Geschwindigkeit und Wassermenge be-

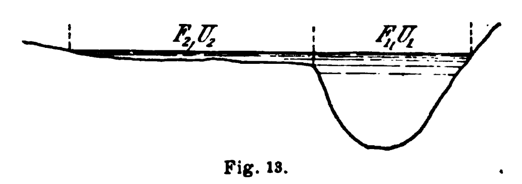


Fig. 13.

sonders vorgenommen, d. h. das Profil in die Teile F_1 und F_2 (s. Fig. 13) getrennt werden.

c) Zusammengesetzte Profile.

Bei Flußprofilen mit Vorland findet mit der Erhöhung des Wasserstandes eine stetige Zunahme des Wasserquerschnittes und benetzten Umfanges nicht mehr statt. Um die Geschwindigkeit und Wassermenge für ein solches Profil, wie es die Fig. 14 zeigt, zu berechnen (in der Regel ist das Profil symmetrisch zur Vertikalachse des Flußschlauches), zerlegt man dasselbe in 3 Teile, F_1, F_2, F_3.

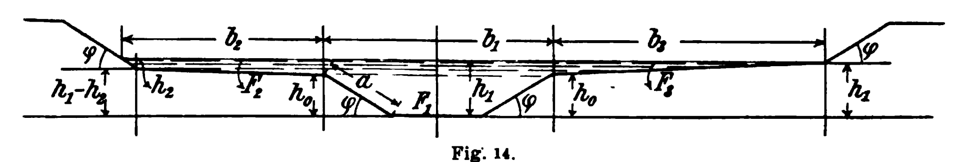


Fig. 14.

Es ist sodann:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{I.} & F_1 = b_1 h_1 - h_0^2 \cdot \operatorname{cotg} \varphi \\ & U_1 = 2a + b_1 - 2a \cdot \cos\varphi = 2 \cdot h_0 \cdot \sqrt{1 + \operatorname{cotg}^2 \varphi} + b_1 - 2 h_0 \cdot \operatorname{cotg} \varphi \\ \text{II.} & F_2 = {}^1/_2 (h_1 - h_0 + h_2)\,(b_2 - h_2 \cdot \operatorname{cotg} \varphi) + {}^1/_2 h_2^2 \cdot \operatorname{cotg} \varphi \\ & U_2 = \sqrt{(b_2 - h_2 \cdot \operatorname{cotg} \varphi)^2 + (h_1 - h_0 - h_2)^2} + h_2 \sqrt{1 + \operatorname{cotg}^2 \varphi} \\ \text{III.} & F_3 = {}^1/_2 b_3 (h_1 - h_0); \quad U_3 = \sqrt{b_3^2 + (h_1 - h_0)^2} \end{array}\right\} \quad 44$$

In der Regel sind bei flachem Vorlande die Differenzen $U_2 - b_2$, $U_3 - b_3$ sehr klein, so daß meist ohne erheblichen Fehler $U_2 = b_2$, $U_3 = b_3$ gesetzt werden kann.

Die Geschwindigkeit v bzw. die Wassermenge Q würde bei solchen Profilen wesentlich zu klein gefunden, wenn man dabei $F = F_1 + F_2 + F_3$, $U = U_1 + U_2 + U_3$ setzen und mit diesen Werten rechnen würde, und zwar um so mehr zu klein, je geringer die Differenz $h_1 - h_0$ sich gestaltet.

Kresnik empfiehlt, das Mittelprofil von Fig. 14 für ${}^1/_5$—${}^1/_3$ der größten Hochwassermenge zu berechnen.

Zu b und c vgl. besonders das zu den Siedekschen Formeln Gesagte. Bei diesen fällt die Teilung der Profile weg.

§ 17. Zur Berechnung der Profilradien bei Flüssen.

Die folgende Tabelle gibt einige aus [40] und [41] entnommene Messungsresultate schweizerischer Flüsse.

Tabelle 20.

Nr.	Bezeichnung des Flußlaufs	B	F	t_{max}	$t = \frac{F}{B}$ (Mittel)	$\frac{B}{t}$	P	Diff. zwischen Kol. 6 u. 8 in %
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Rhein bei Rheinfelden .	159,90	422,91	3,90	2,65	6,03	2,63	+ 0,4
2	Rhein bei Nol	88,30	318,83	6,32	3,61	2,46	3,54	+ 1,9
3	Rhein bei Mastrils . .	86,90	268,13	5,36	3,09	2,82	3,00	+ 3,0
4	Rhone bei Turtmann . .	39,50	19,09	—	0,48	82,29	0,47	+ 2,1
5	Simme bei Wimmis . .	17.65	10,00	0,76	0,57	30,97	0,55	+ 3,6
6	Rhone bei Zehnhäusern .	14,69	10,94	1,18	0,74	19,85	0,69	+ 7,2

Diese Werte zeigen, daß man bei natürlichen Gewässern in der Regel keinen großen Fehler begeht, wenn man

$$P = \frac{F}{B} \qquad 45$$

setzt. Die größere Abweichung in Kolumne 9 von Nr. 6 rührt daher, daß beide Ufer des Flusses durch senkrechte Wände eingefaßt sind.

Bei künstlichen Profilen ist die Verwendung der Gl. 45 um so weniger genau, je steiler die Böschungen und je kleiner der Wert $B : t$ ist.

Setzt man speziell bei einem rechteckigen Profil $P' = t$ statt $P = \frac{B \cdot t}{B + 2t}$, so muß, wenn P' höchstens um x % zu groß sein darf, die Bedingung

$$B \geqq \frac{200 \cdot t}{x}$$

erfüllt sein.

Anm. Mit $P = t$ vereinfacht sich auch die Gleichung $Q = F \cdot v$. Es ist dann mit $m = 1,5$

$$Q = \frac{100\sqrt{t}}{1,5 + \sqrt{t}} \cdot t \cdot B \cdot \sqrt{t \cdot J}$$

woraus

$$(100\, B \cdot \sqrt{J}) \cdot t^2 - Q \cdot \sqrt{t} - 1,5 \cdot Q = 0 \qquad 46$$

welche Gleichung in bekannter Weise gelöst werden kann.

Literatur zu Kapitel III: 18, 28, 29, 34, 45, 46, 47, 48, 53, 54, 55, 58, 62, 74, 75, 80, 91, 116, 127, 132, 136, 144, 145, 148, 149, 150, 156.

Kapitel IV.

Geschlossene Querschnittsformen.

§ 18. Kreisprofil und normales Eiprofil.

Bezeichnet man beim Kreisprofil mit w den Zentriwinkel, welcher der Füllungssehne entspricht, mit R den Radius, so ist:

$$x = R \cdot \sin\left(\frac{w - 180}{2}\right) = -R \cdot \sin\left(90^0 - \frac{w}{2}\right) = -R \cdot \cos\frac{w}{2} \qquad 1$$

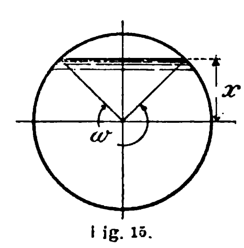


Fig. 15.

(s. Fig. 15) und ferner

$$\left.\begin{array}{l} F = \frac{R^2}{2}(w - \sin w); \quad U = R \cdot w; \\ P = R \cdot \frac{w - \sin w}{2\,w} \end{array}\right\} \qquad 2$$

Für die Füllhöhe h hat man allgemein (s. Fig. 16):

$$h = R\left(1 - \cos\frac{w}{2}\right) \qquad 3$$

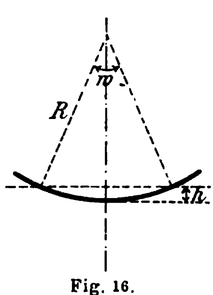


Fig. 16.

Das Maximum der Wassergeschwindigkeit tritt ein für $w = 257^1/_2{}^0$. Das Maximum der Wassermenge läuft durch das Profil, wenn $w(3 \cdot \cos w - 2) = \sin w$, d. h. wenn $w = 308^0$.

Beim normalen Eiprofil ist die lichte Breite in Kämpferhöhe gleich $^2/_3$ der lichten Profilhöhe (s. Fig. 17).

a) Für eine beliebige Füllung des Profils bis zur Höhe x unterhalb der Kämpferlinie ist:

$$F_x = R^2\left[3{,}023 - 9 \cdot \text{arc}\left(\sin = \frac{x}{3R}\right)\right] + R \cdot x\left[4 - 3\sqrt{1 - \left(\frac{x}{3 \cdot R}\right)^2}\right] \qquad 4$$

$$U_x = R\left[4{,}788 - 6 \cdot \text{arc}\left(\sin = \frac{x}{3R}\right)\right] \qquad 5$$

b) Für Füllung bis zur Kämpferlinie s. Tabelle 21.

c) Für eine beliebige Füllung bis zur Höhe y oberhalb der Kämpferlinie kommt mit $\varphi = \frac{w}{2} - 90$ und $y = R \cdot \sin\varphi$ zu den Werten der zwei letzten Gleichungen noch hinzu:

$$F_y = \frac{R^2 \cdot \pi \cdot \varphi}{180} + R\left(\sin\frac{\varphi}{2} + \cos\frac{\varphi}{2}\right) \qquad 6$$

und

$$U_y = \frac{\pi \cdot R \cdot \varphi}{90} \qquad 7$$

d) Für ganz geringe Füllhöhen $h \lessdot 0{,}20\,R$ kommt nur ein Kreisprofil mit $r = 0{,}5 \cdot R$ in Betracht.

Die folgende Tabelle gibt eine Zusammenstellung der wichtigsten Daten für Kreisprofil und normales Eiprofil.

Tabelle 21.

Profil	$w =$	Wasser-querschnitt $F =$	Benetzter Umfang $U =$	Profil-radius $P = \frac{F}{U}$	Geschwin-digkeit $v =$	Wassermenge $Q =$	Bemerkungen
Kreisprofil	180°	$1{,}571 \cdot R^2$	$3{,}142 \cdot R$	$0{,}500 \cdot R$	$0{,}707 \cdot k\sqrt{RJ}$	$1{,}111 \cdot k\sqrt{R^5 J}$	Halbkreisprofil
	257½°	$2{,}735 \cdot R^2$	$4{,}493 \cdot R$	$0{,}609 \cdot R$	$0{,}780 \cdot k\sqrt{RJ}$	$2{,}133 \cdot k\sqrt{R^5 J}$	Profil größter Geschwindigkeit
	308°	$3{,}082 \cdot R^2$	$5{,}379 \cdot R$	$0{,}573 \cdot R$	$0{,}757 \cdot k\sqrt{RJ}$	$2{,}333 \cdot k\sqrt{R^5 J}$	Profil größter Wassermenge
	360°	$3{,}142 \cdot R^2$	$6{,}283 \cdot R$	$0{,}500 \cdot R$	$0{,}707 \cdot k\sqrt{RJ}$	$2{,}221 \cdot k\sqrt{R^5 J}$	Gefülltes Kreisprofil
Norm. Eiprofil	180°	$3{,}023 \cdot R^2$	$4{,}788 \cdot R$	$0{,}631 \cdot R$	$0{,}795 \cdot k\sqrt{RJ}$	$2{,}400 \cdot k\sqrt{R^5 J}$	Kämpferfüllung
	248½°	$4{,}086 \cdot R^2$	$5{,}984 \cdot R$	$0{,}683 \cdot R$	$0{,}826 \cdot k\sqrt{RJ}$	$3{,}377 \cdot k\sqrt{R^5 J}$	Profil größter Geschwindigkeit
	297½°	$4{,}493 \cdot R^2$	$6{,}841 \cdot R$	$0{,}657 \cdot R$	$0{,}810 \cdot k\sqrt{RJ}$	$3{,}641 \cdot k\sqrt{R^5 J}$	Profil größter Wassermenge
	360°	$4{,}594 \cdot R^2$	$7{,}930 \cdot R$	$0{,}579 \cdot R$	$0{,}761 \cdot k\sqrt{RJ}$	$3{,}496 \cdot k\sqrt{R^5 J}$	Gefülltes Eiprofil

Hierzu ist folgendes zu bemerken: Bezeichnet man die Füllhöhe teilweiser Füllungen mit $h = n \cdot D$ für den Kreis und mit $h = m \cdot H$ für das normale Eiprofil, so erhält man für die oben angegebenen acht Füllungswinkel (vgl. hierzu die Tafel VI):

für den Kreis	$n =$	0,500	0,809	0,949	1,000
für das Eiprofil	$m =$	0,667	0,854	0,952	1,000

Es hat also wenig Zweck, ein Rohr nur zu 0,949 füllen zu wollen, um größtmögliche Wasserlieferung zu erzielen. Vielmehr schlägt das wellenförmig fließende Wasser am Scheitel an, verursacht dadurch zeitweise geringere Leistung des Rohrs und so entstehen Stöße. Will man nicht ganz füllen und Stöße vermeiden, so kann man etwa beim Kreis auf $h = {}^5/_6\,D$ heruntergehen.

Auf die Potenztafel Nr. 33 sei besonders hingewiesen.

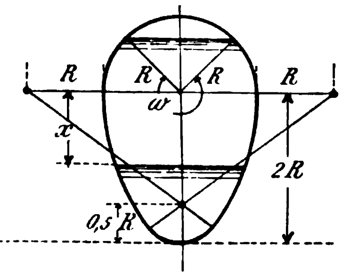


Fig. 17.

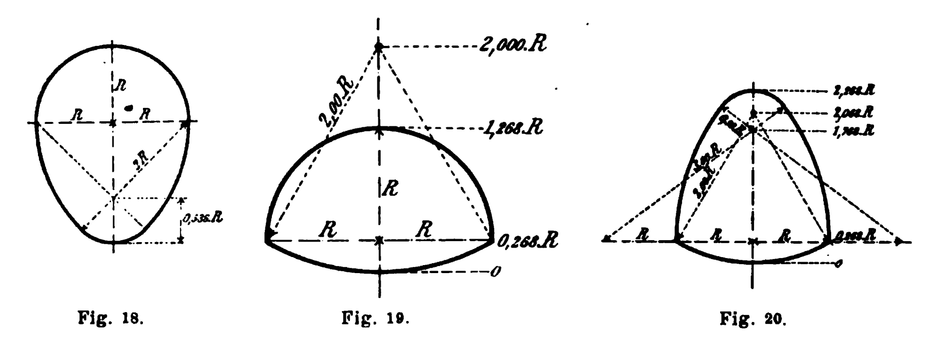


Fig. 18. Fig. 19. Fig. 20.

Für die drei häufig verwendeten Profile Fig. 17, 18 und 19 ergeben sich nach Heyd [88] folgende Werte:

Tabelle 22.

Profil	F	U	P	$\frac{Q}{\sqrt{J}}$	
Fig. 18	$3{,}983 \cdot R^2$	$7{,}205 \cdot R$	$0{,}553 \cdot R$	$\frac{220{,}26 \cdot R^3}{m + 0{,}7437 \cdot \sqrt{R}}$	8
Fig. 19	$1{,}936 \cdot R^2$	$5{,}236 \cdot R$	$0{,}370 \cdot R$	$\frac{71{,}63 \cdot R^3}{m + 0{,}608 \cdot \sqrt{R}}$	9
Fig. 20	$3{,}388 \cdot R^2$	$6{,}882 \cdot R$	$0{,}492 \cdot R$	$\frac{166{,}69 \cdot R^3}{m + 0{,}702 \cdot \sqrt{R}}$	10

Zur Berechnung ihrer teilweisen Füllung dient Tafel VII.

§ 19. Weitere Gleichungen. Werte von k, λ, μ.

a) Aus Gl. 14 von Kap. I erhält man für vollaufende Kreisprofile mit

$$F = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \qquad U = \pi \cdot D$$

$$J = \frac{64}{k^2 \cdot \pi^2} \cdot \frac{Q^2}{D^5} = \lambda \cdot \frac{Q^2}{D^5}, \quad \text{wobei } \lambda = \frac{6{,}485}{k^2} \qquad 11$$

Setzt man nach Eytelwein $k = 50{,}93$, so erhält man $\lambda = \left(\frac{1}{20}\right)^2$ und

$$J = \left(\frac{1}{20}\right)^2 \cdot \frac{Q^2}{D^5} \qquad 12$$

Dies ist die bekannte Dupuitsche Gleichung. Diese und die Eytelweinsche Gleichung stimmen also überein.

Aus Gl. 11 folgt

$$Q = \sqrt{\frac{J}{\lambda} \cdot D^5} \qquad D = \sqrt[5]{\lambda \cdot \frac{Q^2}{J}} \qquad 13$$

aus Gl. 12

$$Q = 20\sqrt{D^5 \cdot J} \qquad D = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{400 . J}} \qquad 14$$

und

$$v = \sqrt{648{,}5 \cdot D \cdot J} \text{ oder rund } v = \sqrt{650 \cdot D \cdot J} \qquad 15$$

b) Für das normale Eiprofil folgt mit $R = H : 3$ bei ganzer Füllung:

$$v = 0{,}4394 \cdot k \cdot \sqrt{H \cdot J} \qquad Q = 0{,}2241 \cdot k \sqrt{H^5 \cdot J} \qquad 16$$

ferner ist

$$\left.\begin{array}{ll} \text{bei Kämpferfüllung} & k = \dfrac{100 \cdot \sqrt{0{,}631 \cdot R}}{m + \sqrt{0{,}631 \cdot R}} \\ \text{bei ganzer Füllung} & k = \dfrac{100 \cdot \sqrt{0{,}579 \cdot R}}{m + \sqrt{0{,}579 \cdot R}} \end{array}\right\} \qquad 17$$

Aus der letzten Gleichung der Tabelle 21 für vollaufendes Eiprofil

$$Q = 3{,}496 \cdot k \sqrt{R^5 \cdot J}$$

erhält man mit $R = \frac{H}{3}$ und nach Zusammenziehung der Zahlenwerte:

$$J = \frac{19{,}882}{k^2} \cdot \frac{Q^2}{H^5} = \mu \cdot \frac{Q^2}{H^5} \qquad 18$$

Die Tabelle 26 gibt für $m = 0{,}25$, $0{,}30$, $0{,}35$ die Werte von

$$\mu = \frac{19{,}882}{k^2} \qquad 19$$

analog der Tabelle 25 für die λ-Werte.

c) Die Gleichungen von Dupuit und von Eytelwein werden heute noch zu überschläglichen Rechnungen verwendet, besonders in der bequemen Form der Gl. 12. Doch ist hierbei Vorsicht geboten, da sie eine genaue Durchmesserbestimmung nicht gestatten. Besser wäre es auch in diesem Fall, mehrere Koeffizienten zu verwenden; z. B. wenn man es zu tun hat mit Durchmessern

von $D = 100$	bis $D = 300$	$k = 45$	bzw.	$\lambda = 0{,}0031$
„ $D = 200$	„ $D = 300$	$k = 50$	„	$\lambda = 0{,}0026$
„ $D = 200$	„ $D = 400$	$k = 52$	„	$\lambda = 0{,}0024$
	$D > 400$	$k = 60$	„	$\lambda = 0{,}0018$

Für Leitungen reinen (Trink- und Gebrauchs-)Wassers wird in der Regel der Kuttersche Koeffizient $m = 0{,}25$ verwendet, damit erhält man:

$$k = \frac{100\sqrt{D}}{0{,}5 + \sqrt{D}} \qquad 20$$

Die Verwendung dieses Koeffizienten ergibt von $D = 200$ mm an aufwärts eine gute Übereinstimmung mit Versuchen an bereits gebrauchten, also

Tabelle 23.

Koeffizient *k* für vollaufende Kreisprofile.

$m = 0{,}25$, $0{,}30$ und $0{,}35$

$D =$	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
$m = 0{,}25$	28,57	30,90	32,88	34,60	36,13	37,50	38,74	41,42	43,65	45,56	47,22	48,68	50,00	51,20	52,27	53,24	54,20
$m = 0{,}30$	25,00	27,15	28,99	30,60	32,04	33,33	34,52	37,08	39,23	41,09	42,71	44,16	45,46	46,65	47,72	48,69	49,66
$m = 0{,}35$	22,22	24,21	25,92	27,43	28,78	30,00	31,12	33,56	35,62	37,41	38,98	40,40	41,67	42,84	43,90	44,86	45,80
Diff. {0,25 / 0,30	14,4	14,0	13,5	13,1	12,8	12,6	12,2	11,6	11,4	11,2	10,6	10,2	9,9	9,6	9,5	9,3	9,1
Diff. {0,30 / 0,35	12,6	12,1	11,9	11,7	11,1	11,0	10,9	10,4	10,2	9,7	9,5	9,4	9,2	9,0	8,7	8,5	8,3
Diff. {0,25 / 0,35	28,7	27,6	27,0	26,2	25,5	25,0	24,5	23,4	22,5	21,8	21,1	20,5	19,9	19,5	19,1	18,6	18,3

$D =$	375	400	425	450	475	500	550	600	650	700	750	800	900	1000	1100	1200
$m = 0{,}25$	55,05	55,85	56,59	57,30	57,96	58,58	59,73	60,77	61,72	62,60	63,40	64,14	65,49	66,67	67,72	68,66
$m = 0{,}30$	50,51	51,32	52,07	52,79	53,46	54,10	55,28	56,35	57,33	58,24	59,07	59,85	61,26	62,50	63,61	64,61
$m = 0{,}35$	46,66	47,47	48,22	48,94	49,61	50,25	51,44	52,53	53,53	54,45	55,30	56,10	57,54	58,82	59,97	61,01
Diff. {0,25 / 0,30	9,1	9,0	8,7	8,5	8,4	8,3	7,9	7,8	7,7	7,6	7,3	7,0	6,9	6,7	6,5	6,4
Diff. {0,30 / 0,35	8,1	8,0	7,9	7,8	7,7	7,6	7,5	7,3	7,1	6,8	6,4	6,3	6,1	5,9	5,7	5,6
Diff. {0,25 / 0,35	17,9	17,7	17,4	17,1	16,8	16,5	16,2	15,8	15,4	14,9	14,6	14,3	13,8	13,4	12,9	12,6

Tabelle 24.

Koeffizient *k* für vollaufende normale Eiprofile.

$m = 0{,}25$, $0{,}30$ und $0{,}35$

Profil	60/40	75/50	90/60	105/70	120/80	135/90	150/100	180/120	210/140	240/160	270/180	300/200
$m = 0{,}25$	57,65	60,35	62,54	64,20	65,66	67,13	68,30	70,31	71,83	73,10	74,27	75,26
$m = 0{,}30$	53,15	55,74	58,18	59,93	61,46	62,99	64,22	66,51	67,99	69,35	70,64	71,71
$m = 0{,}35$	49,30	52,09	54,38	56,18	57,77	59,34	60,61	62,82	64,54	65,99	67,34	68,49
Diff. {0,25 / 0,30	8,4	7,8	7,4	7,2	6,8	6,5	6,4	5,9	5,6	5,3	5,2	5,0
Diff. {0,30 / 0,35	7,7	7,4	7,0	6,6	6,4	6,2	6,0	5,6	5,4	5,2	4,9	4,7
Diff. {0,25 / 0,35	16,8	16,0	14,9	14,2	13,7	13,2	12,7	11,9	11,3	10,7	10,4	10,0

Tabelle 25.

Koeffizient 1000 λ für vollaufende Kreisprofile.

λ_1 für $m = 0,25$; λ_2 für $m = 0,30$; λ_3 für $m = 0,35$

D = mm	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200
1000 λ_1	7,9437	6,7905	5,9984	5,4115	4,9673	4,6112	4,3200	3,7624	3,4035	3,1241	2,9089
1000 λ_2	10,375	8,7972	7,7169	6,9250	6,3174	5,8388	5,4433	4,7173	4,2139	3,8415	3,5542
1000 λ_3	13,131	11,063	9,6512	8,6194	7,8300	7,2052	6,6963	5,7586	5,1107	4,6332	4,2670
D = mm	**225**	**250**	**275**	**300**	**325**	**350**	**375**	**400**	**425**	**450**	**475**
1000 λ_1	2,7364	2,5938	2,4734	2,3731	2,2878	2,2076	2,13975	2,07875	2,0248	1,9752	1,9305
1000 λ_2	3,3257	3,1385	2,9800	2,8477	2,7350	2,6298	2,5418	2,4622	2,3916	2,3271	2,2689
1000 λ_3	3,9735	3,7351	3,5338	3,3654	3,2222	3,0907	2,9784	2,8779	2,7889	2,7077	2,6345
D = mm	**500**	**550**	**600**	**650**	**700**	**750**	**800**	**900**	**1000**	**1100**	**1200**
1000 λ_1	1,8897	1,8175	1,7558	1,7021	1,6549	1,6133	1,5760	1,5120	1,4590	1,4141	1,3754
1000 λ_2	2,21575	2,2122	2,0421	1,9727	1,9119	1,8581	1,8102	1,7279	1,5853	1,6026	1,5533
1000 λ_3	2,5678	2,4502	2,3499	2,2632	2,1873	2,1203	2,0605	1,9583	1,8740	1,8028	1,7419

Tabelle 26.

Koeffizient 1000 μ für vollaufende normale Eiprofile.

μ_1 für $m = 0,25$; μ_2 für $m = 0,30$; μ_3 für $m = 0,35$

Profil m	60/40	75/50	90/60	105/70	120/80	135/90	150/100	180/120	210/140	240/160	270/180	300/200
1000 μ_1	5,9824	5,4591	5,0834	4,8239	4,6117	4,4114	4,2625	4,0216	3,8535	3,7203	3,5219	3,5098
1000 μ_2	7,0389	6,3995	5,8741	5,5366	5,2633	5,0103	4,8201	4,4945	4,3010	4,1331	3,9844	3,8656
1000 μ_3	8,1812	7,3282	6,7220	6,2983	5,9577	5,6470	5,4123	5,0376	4,7727	4,5656	4,3839	4,2384

innen nicht mehr ganz glatten Rohren. Für Lichtweiten unter 200 mm gibt der Koeffizient etwas größere Reibungsverluste als die Versuche.

Dies muß jedoch als ein Vorzug dieser Kutterschen Formel bezeichnet werden, da die, wenn auch erst nach Jahren eintretende Inkrustation der Rohre bei kleinen Lichtweiten einen viel größeren Einfluß auf die Ergiebigkeit hat als bei größeren Durchmessern. Die Tabellen passen sich also diesem Umstand glücklich an (vgl. [120] S. 100 f.).

Neue Rohrleitungen liefern somit wesentlich mehr Wasser, als nach der Rechnung der Fall sein sollte.

Von mancher Seite wird, besonders für Kanalisationsleitungen und bei kleineren Durchmessern, wo der abgelagerte Sand den Querschnitt vergleichsweise stark einschränken kann, lieber der Koeffizient $m = 0{,}35$ (statt 0,25) verwendet. Deshalb sind die Tabellen 29, 30 und 32 für diesen Wert berechnet worden.

Außerdem ist zur Orientierung in Tabelle 23 und 24 der Wert von k unter Zugrundelegung von $m = 0{,}25$, 0,30 und 0,35 für die verschiedenen Kreis- und Eiprofile gerechnet und es ist angegeben, um wieviel Prozent die zu den verschiedenen m gehörigen Werte von k sich voneinander unterscheiden.

Überblickt man die Durchmesser $D = 100$ bis $D = 500$ mm der Kreisprofile, so sind die k-Werte:

unter	$m = 0{,}25$ und $m = 0{,}30$	bei ersterem	10 %
Annahme	$m = 0{,}30$ und $m = 0{,}35$	größer	9 %
von	$m = 0{,}25$ und $m = 0{,}35$	um rund	19 %

Stellt man dieselbe Untersuchung bei den normalen Eiprofilen an, so sind zwischen den Profilen 90/60 und 150/100 cm die k-Werte:

unter	$m = 0{,}25$ und $m = 0{,}30$	bei ersterem	7 %
Annahme	$m = 0{,}30$ und $m = 0{,}35$	größer	6,5%
von	$m = 0{,}25$ und $m = 0{,}35$	um rund	14 %

Bei Rechnungen mit den Gl. 11 kann es erwünscht sein, den Wert λ zu kennen, ihm gilt die Tabelle 25, welche für Kreisprofile und $m = 0{,}25$, 0,30 und 0,35 berechnet ist.

§ 20. Verstärkte Wandungen. Inkrustationen.

Die Herstellung von Rohren mit verstärkten Wandungen erfolgt so, daß die Verstärkung eine entsprechende Verringerung der Lichtweite zur Folge hat. Dies muß gegebenenfalls bei der Dimensionierung berücksichtigt werden.

Durch Inkrustationen kann die Liefermenge eines Rohrs je nach dem Durchmesser um 20, 50 und mehr Prozent verringert werden. Schon Inkrustationen von 1 mm Stärke können den Rauhigkeitskoeffizienten stark erhöhen. Wenn man die Inkrustationen berücksichtigt, so wären streng genommen die Werte von λ für den durch Inkrustation verringerten, also nicht handelsüblichen Durchmesser besonders zu bestimmen. Wenn es sich jedoch um Inkrustationen von nicht mehr als etwa 5—10 mm handelt, so kann man hiervon absehen. Bei stärkerer Inkrustation interpoliert man linear aus den in Tabelle 25 gegebenen Werten von λ.

§ 21. Gesamtwiderstand in einer Leitung.

Wird eine Leitung in n Teile geteilt, am Ende jedes Teils die Menge $q_1, q_2 \ldots$, am Ende der Leitung q_e entnommen, so ist der Gesamtdruckverlust gegeben durch die Summe der Teildruckverluste, es ist:

$$H = h_1 + h_2 + \ldots . + h_n + h \qquad 21$$

und man erhält für n Entnahmestellen mit der allgemeinen Gleichung:

$$H = \lambda \cdot \frac{L \cdot Q^2}{D^5}$$

$$H = \lambda \cdot \frac{L}{D^5} \left[Q^2 \cdot \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{2n} + \frac{1}{6n} \right) + 2 \cdot Q \cdot q_e \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2n} \right) + q_e^2 \right] \qquad 22$$

Ist n sehr groß, so kommt hieraus:

$$H = \lambda \cdot \frac{L}{D^5} \left[\frac{Q^2}{3} + Q \cdot q_e + q_e^2 \right] \qquad 23$$

Mit $q_e = 0$ folgt aus Gl. 22:

$$H = \lambda \cdot \frac{L}{D^5} \cdot Q^2 \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{2n} + \frac{1}{6n} \right) \qquad 24$$

und für sehr großes n aus Gl. 23:

$$H = \frac{1}{3} \cdot \lambda \cdot \frac{L \cdot Q^2}{D^5} \qquad 25$$

In diesem Fall ist also der Gesamtdruckverlust $^1/_3$ desjenigen, der auftritt, wenn die ganze Wassermenge bis ans Ende der Leitung geführt wird.

Anm. Über den Begriff der Drucklinie vgl. Weyrauch, Wasserversorgung der Ortschaften (Göschen), S. 73 ff.

§ 22. Besondere Widerstände in Rohrleitungen.

Diese kommen vor:

1. beim Eintritt des Wassers in eine Leitung: ζ_1;
2. bei Krümmungen der Leitung: ζ_2;
3. bei Querschnittsänderungen: ζ_3. Hierbei ist zwischen allmählichen

und plötzlichen Änderungen zu unterscheiden. Eine besondere Stellung nehmen Schieber (s. Ga 1894, S. 129) und Ventile ein.

Die Widerstandshöhe drückt man aus mit der Formel:

$$h = \zeta \cdot \left(\frac{v^2}{2g} \cdot \frac{L}{D}\right) \qquad 26$$

Zu 1. Für ζ_1, das je nach der Einlaufkante variiert, s. § 39 A. und „Hütte" I.

Zu 2. Die Widerstände in schlanken Bögen vom Radius r kann man setzen $\zeta_2 = 0{,}13 + 0{,}16 \left(\frac{D}{r}\right)^{3,5}$, doch dürfen sie meist unberücksichtigt bleiben. Für stark gekrümmte Bogenstücke von der Länge l gilt die Formel von Navier in Metern:

$$h = (0{,}0039 + 0{,}0186 \cdot r) \frac{l}{r^2} \cdot \frac{v^2}{2g} \qquad 27$$

wo r der Krümmungshalbmesser. Beim Ablenkungswinkel φ kann man in Gl. 26 auch setzen:

$$\zeta_2 = \sin^2 \frac{\varphi}{2} + \sin^4 \frac{\varphi}{2} \qquad 28$$

Bei Berechnung von Wasserkraftdruckleitungen wird vielfach die Gleichung [92]:

$$h = \zeta \cdot \frac{\alpha^0}{90} \cdot \frac{v^2}{2g} \qquad 27a$$

benutzt, wo α der Ablenkungswinkel und für den Krümmungsradius r in m und den Durchmesser D in m bei

$\frac{r}{D} =$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	4	5	6
$\zeta =$	0,294	0,223	0,183	0,164	0,152	0,145	0,134	0,132	0,1315	0,131

Ist $\Sigma\alpha^0$ die Summe aller Ablenkungswinkel, so gibt nach Holl die folgende Formel reichliche Werte in Meter Druckverlust:

$$H = \frac{\Sigma\alpha^0}{1000} \qquad 27b$$

Zu 3. In Rohrleitungen kommen Querschnittsveränderungen ohne entsprechende Wassermengenänderungen so gut wie nicht vor. Bei Schiebern treten stärkere Widerstände erst gegen Ende der Schlußbewegung auf, dies kommt aber für den normalen Betrieb nicht in Betracht (s. „Hütte"). Rückschlagventile erzeugen bei einem Ventilgewicht k (gemessen in der Flüssigkeit vom spezifischen Gewicht γ) eine Widerstandshöhe von mindestens:

$$h = \frac{4 \cdot k}{\gamma \cdot \pi \cdot D^2} \qquad 29$$

Zahlreiche Versuchswerte über Querschnittsänderungen finden sich im Taschenbuch „Hütte" I.

In der Praxis wird man besonders bei offenen Gerinnen stets danach trachten, Querschnittsänderungen möglichst allmählich durchzuführen.

§ 23. Berechnung der Wassermengen, Gefälle und Geschwindigkeiten.

In den nun folgenden Tabellen sind die Werte Q in Sekundenlitern und v in Metern für vollaufende Kreisprofile und normale Eiprofile ($H : B = 3 : 2$) sowohl für $m = 0{,}25$ als für $m = 0{,}35$ berechnet*).

Über die zu verwendenden Geschwindigkeiten s. Kap. VI.

Die Druckhöhe, welche beim Durchfluß des Wassers durch ein Leitungsstück von der Länge L verloren geht, ist $h = J \cdot L$, da für technische Rechnungen in der Regel der Druckverlust für Erzeugung der Geschwindigkeit unberücksichtigt bleibt und nur der Reibungsdruckverlust in Betracht kommt, dieser aber pro Längeneinheit durch J gegeben ist. Tabellen für halbvolllaufende Kreisprofile sind nicht aufgenommen. Man kann sie auf Grund der Formeln in Tabelle 21 entbehren. Wie dann die Berechnungen durchzuführen sind, zeigen die folgenden Beispiele 4 und 5.

Will man die Tabellen für Eiprofile mit Kämpferfüllung benutzen, so vergrößert man die für Kämpferfüllung sich ergebenden Wassermengen um 30 % und benutzt die Tabellen für ganze Füllung. Die Geschwindigkeit bei Kämpferfüllung ist 4 % größer als bei ganzer Füllung.

Da, wie in § 5 gezeigt, die Gleichung $v = k\sqrt{P \cdot J}$ ihre Gültigkeit beibehält, ob das Wasser in einer Leitung unter Druck steht, oder ob es mit freiem Spiegel fließt, so kann man auch die folgenden Tabellen unter beliebigen Druckverhältnissen verwenden. Über den Begriff Drucklinie vgl. Weyrauch, Wasserversorgung der Ortschaften (Göschen), S. 73 ff.

Beispiele zur Verwendung der Tabellen.

1. Welche Lichtweite erhält ein Wasserleitungsrohr von 2000 m Länge, wenn eine Druckhöhe von 4 m zur Verfügung steht und eine Wassermenge von 13 l pro Sekunde transportiert werden soll, wenn $m = 0{,}25$ angenommen wird?

Es ist $J = \frac{4}{2000} = 0{,}0020$ m pro Längeneinheit. Man findet für dieses J auf S. 61 bei $D = 175$ mm $Q = 10{,}3$, bei $D = 200$ mm $Q = 14{,}8$. Die passende handelsübliche Lichtweite ist deshalb $= 200$ mm.

2. Man verlangt zu wissen, wieviel Wasser eine vollaufende Leitung von 7000 m Länge mit 18 m Gefälle und 175 mm Lichtweite liefert ($m = 0{,}25$).

Es ist $J = \frac{18}{7000} = 0{,}00257$. Man findet bei $D = 175$ und $J = 0{,}0025$ auf S. 61 die Wassermenge $Q = 11{,}5$, sodann bei $J = 0{,}00267$ $Q = 11{,}8$. Einer Differenz von 0,00267—0,00250 = 0,00017 im Gefälle entspricht eine Differenz der Wassermenge von 11,8—11,5 = 0,3 l; mithin einer Gefällsdifferenz von 0,00257—0,00250 = 0,00007 mit genügend genauer Annäherung die Wassermenge von $\frac{7 \cdot 0{,}3}{17} = 0{,}1$ l. Mithin liefert die Leitung 11,6 l pro Sekunde.

*) Im Zentralblatt der Bauverwaltung 1910, S. 521 ist vom Verfasser eine ganz kurze Tabelle veröffentlicht, welche die umfangreichen Tabellen für besondere Fälle ersetzen kann.

Tabelle 27. **Vollaufende Kreisprofile.**

	Gefälle	Profil	40		50		60		70		80		90		100		125		150	
			v	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*
A	10	0,10000	0,90	1,2	1,09	2,1	1,21	3,6	1,45	5,6	1,61	8,1	1,78	11,3	1,94	15,2	2,31	28,4	2,68	47,3
	15	0,06667	0,74	0,9	0,89	1,8	1,04	2,9	1,18	4,5	1,32	6,6	1,45	9,2	1,58	12,4	1,89	23,2	2,19	38,6
	20	0,05000	0,64	0,8	0,77	1,5	0,90	2,6	1,03	3,9	1,14	5,7	1,26	8,0	1,37	10,8	1,64	20,1	1,89	33,4
	25	0,04000	0,57	0,8	0,69	1,4	0,81	2,3	0,92	3,5	1,02	5,1	1,13	7,2	1,22	9,6	1,46	18,0	1,69	29,9
B	30	0,03333	0,52	0,7	0,63	1,2	0,74	2,1	0,84	3,2	0,93	4,7	1,03	6,5	1,12	8,8	1,34	16,4	1,55	27,3
	35	0,02857	0,48	0,6	0,59	1,1	0,68	1,9	0,77	3,0	0,86	4,3	0,95	6,1	1,03	8,1	1,24	15,2	1,43	25,2
	40	0,02500	0,45	0,6	0,55	1,0	0,64	1,8	0,72	2,8	0,81	4,1	0,89	5,7	0,97	7,6	1,16	14,2	1,34	23,6
	45	0,02222	0,43	0,5	0,52	1,0	0,60	1,7	0,68	2,6	0,76	3,8	0,84	5,3	0,91	7,2	1,09	13,4	1,26	22,3
C	50	0,02000	0,40	0,5	0,49	1,0	0,57	1,6	0,65	2,5	0,72	3,6	0,80	5,0	0,87	6,8	1,04	12,7	1,20	21,1
	60	0,01667	0,37	0,5	0,45	0,9	0,52	1,5	0,59	2,3	0,66	3,3	0,73	4,6	0,79	6,2	0,95	11,6	1,09	19,3
	70	0,01429	0,34	0,4	0,41	0,8	0,48	1,4	0,55	2,1	0,61	3,1	0,67	4,3	0,73	5,8	0,88	10,7	1,01	17,9
	80	0,01250	0,32	0,4	0,39	0,8	0,45	1,3	0,51	2,0	0,57	2,9	0,63	4,0	0,68	5,4	0,82	10,0	0,95	16,7
D	90	0,01111	0,30	0,4	0,37	0,7	0,43	1,2	0,48	1,9	0,54	2,7	0,59	3,8	0,63	5,1	0,77	9,5	0,89	15,8
	100	0,01000	0,29	0,4	0,35	0,7	0,40	1,1	0,46	1,8	0,51	2,6	0,56	3,6	0,61	4,8	0,73	9,0	0,85	14,9
	125	0,00800	0,26	0,3	0,31	0,6	0,36	1,0	0,41	1,6	0,46	2,3	0,50	3,2	0,55	4,3	0,65	8,0	0,76	13,4
	150	0,00667	0,23	0,3	0,28	0,6	0,33	0,9	0,37	1,4	0,42	2,1	0,46	2,9	0,50	3,9	0,60	7,3	0,69	12,2
E	175	0,00571	0,21	0,3	0,26	0,5	0,31	0,9	0,34	1,3	0,39	1,9	0,43	2,7	0,46	3,6	0,55	6,8	0,64	11,3
	200	0,00500	0,20	0,3	0,24	0,5	0,29	0,8	0,32	1,2	0,36	1,8	0,40	2,5	0,43	3,4	0,52	6,4	0,60	10,6
	225	0,00444	0,19	0,2	0,23	0,5	0,27	0,8	0,31	1,2	0,34	1,7	0,37	2,4	0,41	3,2	0,49	6,0	0,56	10,0
	250	0,00400	0,18	0,2	0,22	0,4	0,26	0,7	0,29	1,1	0,32	1,6	0,36	2,3	0,39	3,0	0,46	5,7	0,54	9,5
F	275	0,00364	0,17	0,2	0,21	0,4	0,24	0,7	0,28	1,1	0,31	1,5	0,34	2,2	0,37	2,9	0,44	5,4	0,51	9,0
	300	0,00333	0,17	0,2	0,20	0,4	0,23	0,7	0,27	1,0	0,30	1,5	0,33	2,1	0,35	2,8	0,42	5,2	0,49	8,6
	325	0,00308	0,16	0,2	0,19	0,4	0,22	0,6	0,26	1,0	0,28	1,4	0,31	2,0	0,34	2,7	0,41	5,0	0,47	8,3
	350	0,00286	0,15	0,2	0,19	0,4	0,22	0,6	0,25	0,9	0,27	1,4	0,30	1,9	0,33	2,6	0,39	4,8	0,45	8,0
G	375	0,00267	0,15	0,2	0,18	0,4	0,21	0,6	0,24	0,9	0,26	1,3	0,29	1,8	0,32	2,5	0,38	4,6	0,44	7,7
	400	0,00250	0,14	0,2	0,17	0,3	0,20	0,6	0,23	0,9	0,26	1,3	0,28	1,8	0,31	2,4	0,37	4,5	0,42	7,5
	425	0,00235	0,14	0,2	0,17	0,3	0,20	0,6	0,22	0,9	0,25	1,2	0,27	1,7	0,30	2,3	0,36	4,4	0,41	7,3
	450	0,00222	0,13	0,2	0,16	0,3	0,19	0,5	0,22	0,8	0,24	1,2	0,27	1,7	0,29	2,3	0,35	4,3	0,40	7,0
H	475	0,00210	0,13	0,2	0,16	0,3	0,18	0,5	0,21	0,8	0,23	1,2	0,26	1,6	0,28	2,2	0,34	4,1	0,39	6,9
	500	0,00200	0,13	0,2	0,15	0,3	0,18	0,5	0,21	0,8	0,23	1,1	0,25	1,6	0,27	2,2	0,33	4,0	0,38	6,7
	550	0,00182	0,12	0,2	0,15	0,3	0,17	0,5	0,20	0,8	0,22	1,1	0,24	1,5	0,26	2,1	0,31	3,8	0,36	6,4
	600	0,00167	0,12	0,1	0,14	0,3	0,17	0,5	0,19	0,7	0,21	1,0	0,23	1,5	0,25	2,0	0,30	3,7	0,35	6,1
I	650	0,00154	0,11	0,1	0,14	0,3	0,16	0,4	0,18	0,7	0,20	1,0	0,22	1,4	0,24	1,9	0,29	3,5	0,34	5,8
	700	0,00143	0,11	0,1	0,13	0,3	0,15	0,4	0,17	0,7	0,19	1,0	0,21	1,4	0,23	1,8	0,28	3,4	0,32	5,6
	750	0,00133	0,10	0,1	0,13	0,2	0,15	0,4	0,17	0,6	0,19	0,9	0,21	1,3	0,22	1,8	0,27	3,3	0,31	5,5
	800	0,00125	—	—	0,12	0,2	0,14	0,4	0,16	0,6	0,18	0,9	0,20	1,3	0,22	1,7	0,26	3,2	0,30	5,3
K	850	0,00117	—	—	0,12	0,2	0,14	0,4	0,16	0,6	0,18	0,9	0,19	1,2	0,21	1,7	0,25	3,1	0,29	5,1
	900	0,00111	—	—	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,17	0,9	0,19	1,2	0,20	1,6	0,24	3,0	0,28	5,0
	950	0,00105	—	—	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,17	0,8	0,18	1,2	0,20	1,6	0,24	2,9	0,27	4,9
	1000	0,00100	—	—	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,16	0,8	0,18	1,1	0,19	1,5	0,23	2,8	0,27	4,7
L	1100	0,00091	—	—	0,10	0,2	0,12	0,3	0,14	0,5	0,15	0,8	0,17	1,1	0,18	1,5	0,22	2,7	0,26	4,5
	1200	0,00083	—	—	—	—	0,12	0,3	0,13	0,5	0,15	0,7	0,16	1,0	0,18	1,4	0,21	2,6	0,24	4,3
	1300	0,00077	—	—	—	—	0,11	0,3	0,13	0,5	0,14	0,7	0,16	1,0	0,17	1,3	0,20	2,5	0,24	4,1
	1400	0,00071	—	—	—	—	0,11	0,3	0,12	0,5	0,14	0,7	0,15	1,0	0,16	1,3	0,20	2,4	0,23	4,0
M	1500	0,00066	—	—	—	—	0,10	0,3	0,12	0,5	0,13	0,7	0,15	0,9	0,16	1,2	0,19	2,3	0,22	3,9
	1600	0,00062	—	—	—	—	—	—	0,11	0,4	0,13	0,6	0,14	0,9	0,15	1,2	0,18	2,2	0,21	3,7
	1700	0,00059	—	—	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0,6	0,14	0,9	0,15	1,2	0,18	2,2	0,21	3,6
	1800	0,00056	—	—	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,17	2,1	0,20	3,5
N	1900	0,00053	—	—	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,17	2,1	0,19	3,4
	2000	0,00050	—	—	—	—	—	—	0,10	0,4	0,11	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,16	2,0	0,18	3,3

$D = 40$ bis $D = 875$ mm. **$m = 0{,}25$**

	175		200		225		250		275		300		325		350		375	
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	3,02	72,5	3,33	104,6	3,65	145,2	3,95	194,0	4,25	252.1	4.53	320	4,80	399	5,07	488	5,63	589
	2,46	59,2	2,71	85,4	2,98	118,5	3,23	158,4	3,47	205,8	3,70	261	3,92	325	4,14	398	4,36	481
	2,13	51,3	2,36	74,0	2,58	102,7	2,80	137,2	3,00	178,3	3,20	226	3,40	282	3,58	345	3,77	417
	1,91	45,9	2,11	66,2	2,31	91,6	2,50	122,7	2,69	159,4	2,86	202	3,04	252	3,21	308	3,37	373
B	1,74	41,9	1,92	60,4	2,11	83,8	2,28	112,0	2,45	145,5	2,62	185	2,77	230	2,93	282	3,08	340
	1,61	38,8	1,78	55,9	1,95	77,6	2,11	103,7	2,27	134,7	2,42	171	2,57	213	2,71	261	2,85	315
	1,51	36,3	1,67	52,3	1,83	72,6	1,98	97,0	2,12	126,0	2,26	160	2,40	199	2,54	244	2,67	295
	1,42	34,2	1,57	49,3	1,72	68,4	1,86	91,4	2,00	118,8	2,14	151	2,26	188	2,39	230	2,51	278
C	1,40	32,4	1,49	46,8	1,63	64,9	1,77	86,8	1.91	114.0	2,03	143	2,15	178	2,27	218	2,39	264
	1,23	29,6	1,36	42,7	1,49	59,3	1,61	79,2	1,73	102,9	1,85	131	1,96	163	2,07	199	2,18	241
	1,14	27,4	1,26	39,5	1,38	54,9	1,49	73,3	1,60	95,3	1,71	121	1,82	151	1,92	184	2,02	223
	1,07	25,6	1.18	37,0	1.29	51,3	1,40	68,6	1.50	89,1	1,60	113	1,70	141	1,79	172	1,89	208
D	1,01	24,2	1,11	34,9	1,22	48,4	1,32	64,7	1,42	84,0	1,51	107	1,60	133	1,69	163	1,78	196
	0,95	22,9	1,05	33,1	1,16	45,9	1,25	61,3	1,34	79,7	1,43	101	1,52	126	1,60	154	1,69	186
	0,85	20,5	0,94	29,6	1,03	41,1	1,12	54,9	1,20	71,3	1,28	91	1,36	113	1,43	138	1,51	167
	0,78	18,7	0,86	27,0	0,94	37,5	1,02	50,1	1,10	65,1	1,17	83	1,24	103	1,31	126	1,38	152
E	0,72	17,3	0,80	25,0	0,87	34,7	0,95	46,4	1,02	60,3	1,08	77	1,15	95	1,21	117	1,27	141
	0,67	16,2	0,75	23,4	0,82	32,5	0,88	43,4	0,95	56,4	1,01	72	1,07	89	1,13	109	1,19	132
	0,64	15,3	0,70	22,1	0,77	30,6	0,83	40,9	0,90	53,1	0,96	68	1,01	84	1,07	103	1,13	124
	0,60	14,5	0,67	20,9	0,73	29,0	0.79	38,8	0,85	50,4	0,91	64	0,96	80	1,01	98	1,07	118
F	0,58	13,8	0,64	19,9	0,70	27,7	0,75	37,0	0,81	48,1	0,86	61	0,92	76	0,97	93	1,02	112
	0,55	13,2	0,61	19,1	0,67	26,5	0,72	35,4	0,78	46,0	0,83	58	0,88	73	0,93	89	0,97	108
	0,53	12,7	0,58	18,3	0,64	25,5	0,69	34,0	0,75	44,2	0,79	56	0,84	70	0,89	86	0,94	103
	0,51	12,3	0,56	17,7	0,62	24,5	0,67	32,8	0,72	42,6	0,77	54	0,81	67	0,86	82	0,90	100
G	0,49	11,8	0,54	17,1	0,60	23,7	0,65	31,7	0,69	41,2	0,74	52	0,78	65	0,83	80	0,87	96
	0,48	11,5	0,53	16,5	0,58	23,0	0,63	30,7	0,67	39,9	0,72	51	0,76	63	0,80	77	0,84	93
	0,46	11,1	0,51	16,0	0,56	22,3	0,61	29,8	0,65	38,7	0,70	49	0,74	61	0,78	75	0,82	90
	0,45	10,8	0,50	15,6	0,54	21,6	0,59	28,9	0,63	37,6	0,68	48	0.72	59	0,76	73	0,80	88
H	0,44	10,5	0,48	15,2	0,53	21,1	0,57	28,1	0,62	36,6	0,66	46	0,70	58	0,74	71	0,77	86
	0,43	10,3	0,47	14,8	0,52	20,5	0,56	27,4	0,60	35,7	0,64	45	0,68	56	0,72	69	0,75	83
	0,42	9,8	0,45	14,1	0,49	19,6	0,53	26,2	0,57	34,0	0,61	43	0,65	54	0,68	66	0,72	79
	0,39	9,4	0,43	13,5	0,47	18,7	0,51	25,0	0,55	32,5	0,59	41	0,62	51	0,65	63	0,69	76
I	0,37	9,0	0,41	13,0	0,45	18,0	0,49	24,1	0,53	31,3	0,56	40	0,60	49	0,63	61	0,66	73
	0,36	8,7	0,40	12,5	0,44	17,4	0,47	23,2	0,51	30,1	0,54	38	0,57	48	0,61	58	0,64	70
	0,35	8,4	0,39	12,1	0,42	16,8	0,46	22,4	0,49	29,1	0,52	37	0,55	46	0,59	56	0,62	68
	0,34	8,1	0,37	11,7	0,41	16,2	0,44	21,7	0,48	28,2	0,51	36	0,54	45	0,57	55	0,60	66
K	0,33	7,9	0,36	11,3	0,40	15,7	0,43	21,0	0,46	27,3	0,49	35	0,52	43	0,55	53	0,58	64
	0,32	7,6	0,35	11,0	0,39	15,3	0,42	20,4	0,45	26,6	0,48	34	0,51	42	0,53	51	0,56	62
	0,31	7,4	0,34	10,7	0,38	14,9	0,41	19,9	0,44	25,9	0,47	33	0,49	41	0,52	50	0,55	60
	0,30	7,2	0,33	10,4	0,37	14,5	0,40	19,4	0,42	25,2	0,45	32	0,48	40	0,51	49	0,53	59
L	0,29	6,9	0,32	10,0	0,35	13,8	0,38	18,5	0,41	24,0	0,43	31	0,46	38	0,48	47	0,51	56
	0,28	6,6	0,30	9,5	0,33	13,3	0,36	17,7	0,39	23,0	0,41	29	0,44	36	0,46	45	0,49	54
	0,26	6,4	0,29	9,2	0,32	12,7	0,35	17,0	0,37	22,1	0,40	28	0,42	35	0,45	43	0,47	52
	0,26	6,1	0.28	8,8	0,31	12,3	0,33	16,4	0,36	21,3	0,38	27	0,41	34	0,43	41	0,45	50
M	0,25	5,9	0,27	8,5	0,30	11,9	0,32	15,8	0,35	20,8	0,37	26	0,39	33	0,41	40	0,44	48
	0,24	5,7	0,26	8,3	0,29	11,5	0,31	15,3	0,34	19,9	0,36	25	0,38	32	0,40	39	0,42	47
	0,23	5,6	0,26	8,0	0,28	11,1	0,30	14,9	0,33	19,3	0,35	25	0,37	31	0,39	37	0,41	45
	0,23	5,4	0,25	7,8	0,27	10,8	0,30	14,5	0,32	18,8	0,34	24	0,36	30	0,38	36	0,40	44
N	0.22	5 3	0.24	7,6	0 27	10.5	0,29	14.1	0 31	18.3	0.33	23	0,35	29	0,37	35	0,39	43
	0,21	5,1	0,24	7,4	0.26	10,3	0,28	13,7	0,30	17,8	0,32	23	0,34	28	0,36	35	0,38	42

Tabelle 28. **Vollaufende Kreisprofile.**

	Gefälle \ Profil		400 v	400 Q	425 v	425 Q	450 v	450 Q	475 v	475 Q	500 v	500 Q	550 v	550 Q	600 v	600 Q
A	10	0,10000	5,59	702	5,83	828	6,08	966	6,32	1120	6,55	1286	7,00	1663	7,45	2105
	15	0,06667	4,56	574	4,76	676	4,96	789	5,16	914	5,35	1050	5,72	1358	6,08	1719
	20	0,05000	3,95	497	4,13	585	4,30	683	4,47	792	4,63	910	4,95	1176	5,26	1488
	25	0,04000	3,54	444	3,69	523	3,84	611	4,00	708	4,14	813	4,43	1052	4,71	1331
B	30	0,03333	3,23	406	3,37	478	3,51	558	3,65	647	3,78	743	4,04	960	4,30	1215
	35	0,02857	2,99	375	3,12	442	3,25	517	3,38	599	3,50	688	3,74	889	3,98	1125
	40	0,02500	2,80	351	2,92	414	3,04	483	3,16	560	3,28	643	3,50	831	3,72	1053
	45	0,02222	2,64	331	2,75	390	2,86	456	2,98	528	3,09	606	3,30	784	3,51	992
C	50	0,02000	2,50	314	2,61	370	2,72	432	2,83	501	2,93	575	3,13	744	3,33	941
	60	0,01667	2,28	287	2,38	338	2,48	395	2,58	457	2,67	525	2,86	679	3,04	859
	70	0,01429	2,11	266	2,21	313	2,30	365	2,39	423	2,48	486	2,65	629	2,81	796
	80	0,01250	1,98	248	2,06	293	2,15	342	2,23	396	2,32	455	2,48	588	2,63	744
D	90	0,01111	1,86	234	1,94	276	2,03	322	2,11	373	2,18	429	2,33	554	2,48	702
	100	0,01000	1,77	222	1,85	262	1,92	306	2,00	354	2,07	407	2,21	526	2,35	666
	125	0,00800	1,58	199	1,65	234	1,72	273	1,79	317	1,85	364	1,98	470	2,11	595
	150	0,00667	1,44	181	1,51	214	1,57	250	1,63	289	1,69	332	1,81	429	1,92	544
E	175	0,00571	1,34	168	1,39	198	1,45	231	1,51	268	1,57	307	1,67	398	1,78	503
	200	0,00500	1,25	157	1,30	185	1,36	216	1,41	250	1,47	288	1,57	372	1,67	471
	225	0,00444	1,18	148	1,23	174	1,28	204	1,33	236	1,38	271	1,48	351	1,57	444
	250	0,00400	1,12	141	1,17	166	1,22	193	1,26	224	1,31	257	1,40	333	1,49	421
F	275	0,00364	1,07	134	1,11	158	1,16	184	1,21	214	1,25	245	1,34	317	1,42	401
	300	0,00333	1,02	128	1,07	151	1,11	176	1,15	204	1,20	235	1,28	304	1,36	384
	325	0,00308	0,98	123	1,05	145	1,07	170	1,11	196	1,15	226	1,23	292	1,31	369
	350	0,00286	0,95	119	0,99	140	1,03	164	1,07	189	1,11	217	1,18	281	1,26	356
G	375	0,00267	0,91	115	0,95	135	0,99	158	1,03	183	1,07	210	1,14	272	1,22	344
	400	0,00250	0,88	111	0,92	131	0,96	153	1,00	177	1,04	203	1,11	263	1,18	333
	425	0,00235	0,86	108	0,90	127	0,93	148	0,97	172	1,11	197	1,07	255	1,14	323
	450	0,00222	0,83	105	0,87	123	0,91	144	0,94	167	0,98	192	1,04	248	1,11	314
H	475	0,00210	0,81	102	0,85	120	0,88	140	0,92	163	0,95	187	1,02	241	1,08	305
	500	0,00200	0,79	99	0,83	117	0,86	137	0,89	158	0,93	182	0,99	235	1,05	298
	550	0,00182	0,75	95	0,79	112	0,82	130	0,85	151	0,88	173	0,94	224	1,00	284
	600	0,00167	0,72	91	0,75	107	0,78	125	0,82	145	0,85	166	0,90	215	0,96	272
I	650	0,00154	0,69	87	0,72	103	0,75	120	0.78	139	0,81	160	0,87	206	0,92	261
	700	0,00143	0,67	84	0,70	99	0,73	116	0,76	134	0,78	154	0,84	199	0,89	252
	750	0,00133	0,65	81	0,67	96	0,70	112	0,73	129	0,76	149	0,81	192	0,86	243
	800	0,00125	0,63	79	0,65	93	0,68	108	0,71	125	0,73	144	0,78	186	0,83	235
K	850	0,00117	0,61	76	0,63	90	0,66	105	0,69	121	0,71	140	0,76	180	0,81	228
	900	0,00111	0,59	74	0,62	87	0,64	102	0,67	118	0,69	136	0,74	175	0,79	222
	950	0,00105	0,57	72	0,60	84	0,62	99	0,65	115	0,67	132	0,72	171	0,76	216
	1000	0,00100	0,56	70	0,58	83	0,61	97	0,63	112	0,66	129	0,70	166	0,75	211
L	1100	0,00091	0,53	67	0,56	79	0,58	92	0,60	107	0,63	123	0,67	159	0,71	201
	1200	0,00083	0,51	64	0,53	76	0,56	88	0,58	102	0,60	117	0,64	152	0,68	192
	1300	0,00077	0,49	62	0,51	73	0,53	85	0,55	98	0,57	113	0,61	146	0,65	185
	1400	0,00071	0,47	59	0,49	70	0,51	82	0,53	95	0,55	109	0,59	141	0,63	178
M	1500	0,00066	0,46	57	0,48	68	0,50	79	0,52	91	0,54	105	0,57	136	0,61	172
	1600	0,00062	0,44	56	0,46	65	0,48	76	0,50	89	0,52	102	0,55	132	0,59	166
	1700	0,00059	0,43	54	0,45	64	0,47	74	0,49	86	0,50	99	0,54	128	0,57	161
	1800	0,00056	0,42	52	0,44	62	0,45	72	0,47	84	0,49	96	0,52	124	0,56	157
N	1900	0,00053	0,41	51	0,42	60	0,44	70	0,46	81	0,48	93	0,51	121	0,54	153
	2000	0,00050	0,40	50	0,41	59	0,43	68	0,45	79	0,46	91	0,50	118	0,53	149

$D = 400$ bis $D = 1200$ mm. **$m = 0{,}25$**

	650		700		750		800		900		1000		1100		1200	
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	7,86	2610	8,28	3186	8,68	3835	9,06	4556	9,82	6249	10,55	8281	11,23	10667	11,92	13474
	6,42	2131	6,76	2602	7,09	3131	7,40	3718	8,02	5102	8,61	6762	9,17	8710	9,73	11002
	5,56	1845	5,86	2253	6,14	2711	6,41	3221	6.95	4419	7,46	5856	7,94	7543	8,43	9528
	4,97	1650	5,24	2015	5,49	2425	5,73	2881	6,21	3952	6,67	5238	7.10	6747	7,54	8522
B	4,54	1507	4,78	1840	5,01	2214	5,23	2630	5,67	3608	6,09	4781	6,48	6159	6,88	7780
	4,20	1395	4,43	1703	4,64	2050	4,85	2435	5,25	3340	5,64	4427	6,00	5702	6,37	7203
	3,93	1305	4,14	1593	4,34	1917	4,53	2278	4,91	3125	5,27	4141	5,61	5334	5,96	6737
	3,71	1230	3,90	1502	4,09	1808	4,27	2148	4,63	2946	4,97	3904	5,29	5029	5,62	6352
C	3,52	1167	3,70	1425	3,88	1715	4,05	2037	4,39	2795	4,72	3704	5,02	4770	5,33	6026
	3,21	1065	3,38	1301	3,54	1566	3,70	1860	4,01	2551	4,31	3381	4,58	4355	4,86	5501
	2,97	986	3,13	1204	3,28	1449	3,43	1722	3,71	2362	3,99	3130	4,24	4032	4,50	5093
	2,78	923	2,93	1127	3,07	1356	3,20	1611	3,47	2209	3,73	2928	3,97	3771	4.21	4764
D	2,62	870	2,76	1062	2,89	1278	3,02	1519	3,27	2083	3,52	2760	3,74	3556	3,97	4492
	2,49	825	2,62	1008	2,75	1213	2,87	1441	3,11	1976	3,33	2619	3,55	3373	3,77	4261
	2,22	738	2,34	901	2,46	1085	2,56	1289	2,78	1768	2,98	2342	3,18	3017	3,37	3811
	2,03	674	2,14	823	2,24	990	2,34	1176	2,54	1614	2,72	2138	2,90	2754	3,08	3479
E	1,88	624	1,98	762	2,08	917	2,17	1089	2,35	1494	2,52	1980	2,68	2550	2,85	3214
	1,76	584	1,85	713	1,94	857	2,03	1019	2,20	1397	2,36	1852	2,51	2385	2,66	3013
	1,66	550	1,75	672	1,83	808	1,91	960	2,07	1317	2,22	1746	2,37	2249	2,51	2841
	1,57	522	1,66	637	1,74	767	1,81	911	1,97	1250	2,11	1656	2,25	2133	2,38	2695
F	1,50	498	1,58	608	1,66	731	1,73	871	1,87	1192	2,01	1574	2,14	2034	2,27	2568
	1,44	476	1,51	582	1,59	700	1,66	832	1,79	1141	1,93	1512	2,05	1948	2,18	2460
	1,38	458	1,45	559	1,52	673	1,59	799	1,72	1096	1,85	1453	1,97	1871	2,09	2364
	1,33	441	1,40	539	1,47	648	1,53	770	1,66	1056	1,78	1400	1,90	1803	2,01	2278
G	1,28	426	1,35	520	1,42	626	1,48	744	1,60	1021	1,72	1352	1,83	1742	1,95	2200
	1,24	413	1,31	504	1,37	606	1,43	720	1,55	988	1,67	1309	1,78	1687	1,88	2131
	1,21	400	1,27	489	1,33	588	1,39	699	1,51	959	1,62	1270	1,72	1636	1,83	2067
	1,17	389	1,23	475	1,29	572	1,35	679	1,46	932	1,57	1235	1,67	1590	1,78	2009
H	1,14	379	1,20	462	1,26	556	1,32	661	1,43	907	1,53	1202	1,63	1548	1,73	1955
	1,11	369	1,17	451	1,23	542	1,28	644	1,39	884	1,49	1171	1,59	1509	1,69	1906
	1,06	352	1,12	430	1,17	517	1,22	614	1,33	843	1,42	1117	1,51	1438	1,61	1817
	1,02	337	1,07	411	1,12	495	1,17	588	1,27	807	1.36	1069	1,45	1377	1,54	1740
I	0,98	324	1,03	395	1,08	476	1,12	565	1,22	775	1,31	1027	1,39	1323	1,48	1671
	0,94	312	0,99	381	1,04	458	1,08	545	1,17	747	1,26	990	1,34	1275	1,42	1611
	0,91	301	0,96	368	1,00	443	1,05	526	1,13	722	1.22	956	1,30	1232	1,38	1556
	0,88	292	0,93	356	0,97	429	1,01	509	1,10	699	1.18	926	1,26	1193	1,33	1507
K	0,85	283	0,90	346	0,94	416	0,98	494	1,07	678	1,14	898	1,22	1157	1,29	1462
	0,83	275	0,87	336	0,92	404	0,96	480	1,04	659	1,11	873	1,18	1124	1,26	1420
	0,81	268	0,85	327	0,89	393	0,93	467	1,01	641	1,08	850	1,15	1094	1,22	1383
	0,79	261	0,83	319	0,87	384	0,91	456	0,98	625	1,06	828	1,12	1067	1,19	1348
L	0,75	249	0,79	304	0,83	366	0,86	434	0,94	596	1,01	790	1,07	1017	1,14	1285
	0,72	238	0,76	291	0,79	350	0,83	416	0,90	571	0,96	756	1,03	974	1,09	1230
	0,69	229	0,73	280	0,76	336	0,80	400	0,86	548	0,92	726	0,98	936	1,05	1182
	0.67	221	0,70	269	0,73	324	0,77	385	0,83	528	0,89	700	0,95	902	1,01	1139
M	0,64	213	0,68	260	0,71	313	0,74	372	0,80	510	0,86	676	0,92	871	0,97	1100
	0,62	206	0,66	252	0,69	303	0,72	360	0,78	494	0,83	655	0,89	843	0,94	1065
	0,60	200	0,64	244	0,67	294	0,70	349	0,75	479	0,81	635	0,86	818	0,91	1033
	0,59	195	0,62	238	0,65	286	0,68	340	0,73	466	0,79	617	0,84	795	0,89	1004
N	0,57	189	0,60	231	0,63	278	0,66	331	0,71	453	0,77	601	0,81	774	0,86	978
	0,56	185	0,59	225	0,61	271	0,64	322	0,70	442	0,75	586	0,79	754	0,84	953

Tabelle 29. **Vollaufende Kreisprofile.**

	Profil		40		50		60		70		80		90		100		125		150	
	Gefälle		*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*
A	10	0,10000	0,70	0,9	0,85	1,7	1,00	2,8	1,14	4,4	1,28	6,5	1,42	9,0	1,56	12,2	1,87	23,0	2,19	38,6
	15	0,06667	0,57	0,7	0,70	1,4	0,82	2,3	0,94	3,6	1,05	5,3	1,16	7,4	1,27	9,9	1,53	18,8	1,79	31,5
	20	0,05000	0,50	0,6	0,60	1,2	0,70	2,0	0,81	3,1	0,91	4,5	1,01	6,4	1,10	8,7	1,33	16,3	1,54	27,3
	25	0,04000	0,44	0,6	0,54	1,0	0,64	1,8	0,73	2,8	0.81	4,1	0.90	5,7	0.98	7,7	1,18	14,6	1,38	42,4
B	30	0,03333	0,40	0,5	0,49	0,9	0,58	1,7	0,67	2,6	0,75	3,8	0,82	5,2	0,90	7,1	1,09	13,3	1,26	22,3
	35	0,02857	0,37	0,5	0,46	0,9	0,54	1,5	0,61	2,3	0,69	3,5	0,76	4,8	0,83	6,5	1,00	12,3	1,17	20,6
	40	0,02500	0,35	0,4	0,43	0,8	0,50	1,4	0,57	2,2	0,65	3,3	0,71	4.5	0,78	6,1	0,94	11,5	1,09	19,3
	45	0,02222	0,33	0,4	0,40	0,8	0,47	1,3	0,54	2,1	0,61	3,1	0,67	4.2	0,73	5,8	0,88	10,9	1,03	18,2
C	50	0,02000	0,31	0,4	0,38	0,7	0,45	1,3	0,51	2,0	0,57	2,9	0,64	4,1	0,70	5,5	0,84	10,3	0,98	17,2
	60	0,01667	0,29	0,4	0,35	0,7	0,41	1,2	0,47	1,8	0,53	2,7	0,58	3,7	0,63	5,0	0,77	9,4	0,89	15,7
	70	0,01429	0,27	0,3	0,32	0,6	0,38	1,1	0,44	1,7	0,49	2,5	0,54	3,4	0,59	4,6	0,71	8,7	0,82	14,6
	80	0,01250	0,25	0,3	0,31	0,6	0,36	1,0	0,40	1,5	0,46	2,3	0,51	3,2	0,55	4,3	0,66	8,1	0,78	13,6
D	90	0,01111	0,23	0,3	0,29	0,6	0,34	1,0	0,38	1,5	0,43	2,2	0,47	3,0	0,51	4,1	0,62	7,7	0,73	12,9
	100	0,01000	0,22	0,3	0,27	0,5	0,31	0,9	0,36	1,4	0,41	2,1	0,45	2,9	0,49	3,9	0,59	7,3	0,69	12,2
	125	0,00800	0,20	0,3	0,24	0,5	0,28	0,8	0,33	1,3	0,37	1,8	0,40	2,6	0,44	3,5	0,53	6,5	0,62	10,9
	150	0,00667	0,18	0,3	0,22	0,4	0,26	0,7	0,30	1,1	0,33	1.7	0,37	2.3	0,40	3,1	0,49	5,9	0,56	9,9
E	175	0,00571	0,17	0,3	0,20	0,4	0,24	0,7	0,27	1,0	0,31	1,5	0,34	2,2	0,37	2,9	0,45	5,5	0,52	9,2
	200	0,00500	0,16	0,3	0,19	0,4	0,23	0,6	0,25	1,0	0,29	1,4	0,32	2,0	0,35	2,7	0,42	5,2	0,49	8,6
	225	0,00444	0,15	0,2	0,18	0,4	0,21	0,6	0,24	1,0	0,27	1,4	0,30	1,9	0,33	2,6	0,40	4,9	0,46	8,2
	250	0,00400	0,14	0,2	0,17	0,3	0,20	0,6	0,23	0,9	0,26	1,3	0,28	1,8	0,32	2,4	0,37	4.6	0,44	7,8
F	275	0,00364	0,13	0,2	0,16	0,3	0,19	0,6	0,22	0,9	0,25	1,2	0,27	1,8	0,30	2,3	0,36	4,4	0,42	7,3
	300	0,00333	0,13	0,2	0,15	0,3	0,18	0,6	0,21	0,8	0,24	1,2	0,26	1,7	0,28	2,2	0,34	4,2	0,40	7,0
	325	0,00308	0,12	0,2	0,15	0,3	0,17	0,5	0,21	0,8	0,23	1,2	0,25	1,6	0,27	2,2	0,33	4,1	0,38	6,8
	350	0,00286	0,12	0,2	0,14	0,3	0,17	0,5	0,20	0,7	0,22	1,1	0,24	1,5	0,26	2,1	0,32	3,9	0,37	6,5
G	375	0,00267	0,11	0,1	0,14	0,3	0,17	0,5	0,19	0,7	0,21	1,0	0,23	1,4	0,26	2,0	0,31	3,7	0,36	6,3
	400	0,00250	0,11	0,1	0,13	0,2	0,15	0,5	0,18	0,7	0,20	1,0	0,22	1,4	0,25	1,9	0,30	3,6	0,34	6,1
	425	0,00235	0,11	0,1	0,13	0,2	0,15	0,5	0,18	0,7	0,20	1,0	0,22	1,4	0,24	1,8	0,29	3,6	0,33	6,0
	450	0,00222	0,10	0,1	0,13	0,2	0,15	0,4	0 17	0,6	0,19	1,0	0,21	1,3	0,23	1,8	0,28	3,5	0,33	5,7
H	475	0,00210	0,10	0,1	0,12	0,2	0,14	0,4	0,17	0,6	0,19	1,0	0,21	1,3	0,22	1,8	0,28	3,3	0,32	5,6
	500	0,00200	0,10	0,1	0,12	0,2	0,14	0,4	0,17	0,6	0,18	0,9	0,20	1,3	0,22	1,7	0,27	3,2	0,31	5,5
	550	0,00182	0,09	0,1	0,12	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,18	0,9	0,19	1,2	0,21	1,7	0,25	3,1	0,29	5,2
	600	0,00167	0,09	0,1	0,11	0,2	0,13	0,4	0,15	0,6	0,17	0,8	0,18	1,2	0,20	1,6	0,24	3,0	0,29	5,0
I	650	0,00154	0,09	0,1	0,11	0,2	0,13	0,3	0,14	0,5	0,16	0,8	0,18	1,1	0,19	1,5	0,23	2,8	0,28	4,8
	700	0,00143	0,09	0,1	0,10	0,2	0,12	0,3	0,13	0,5	0,15	0,8	0,17	1,1	0,18	1,4	0,23	2,8	0,26	4,6
	750	0,00133	0,08	0,1	0,10	0,2	0,12	0,3	0,13	0,5	0,15	0,7	0,17	1,1	0,18	1,4	0,22	2,7	0,25	4,5
	800	0,00125	—	—	—	—	0,11	0,3	0,13	0,5	0,14	0,7	0.16	1,0	0,17	1,4	0,21	2,6	0,24	4,3
K	850	0,00117	—	—	—	—	0,11	0,3	0,13	0,5	0,14	0,7	0,15	1,0	0,17	1,3	0,20	2,5	0,24	4,2
	900	0,00111	—	—	—	—	0,11	0,3	0,12	0,5	0,14	0,7	0,15	1,0	0,16	1,3	0,19	2.4	0,23	4,1
	950	0,00105	—	—	—	—	—	—	0,12	0,5	0,13	0,6	0,14	1,0	0,16	1,3	0,19	2,4	0,22	4,0
	1000	0,00100	—	—	—	—	—	—	0,12	0,5	0,13	0,6	0,14	0,9	0,15	1,2	0,19	2,3	0,22	3,8
L	1100	0,00091	—	—	—	—	—	—	0,11	0,4	0,12	0,6	0,14	0,9	0,14	1,2	0,18	2,2	0,21	3,7
	1200	0,00083	—	—	—	—	—	—	0,10	0,4	0,12	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,17	2,1	0,20	3,6
	1300	0,00077	—	—	—	—	—	—	0,10	0,4	0,11	0,6	0,13	0,8	0,14	1,1	0,16	2,0	0,20	3,5
	1400	0,00071	—	—	—	—	—	—	0,10	0,4	0,11	0,6	0,12	0,8	0,13	1,0	0,16	1,9	0,19	3,4
M	1500	0,00066	—	—	—	—	—	—	0.10	0,4	0,10	0,6	0,12	0,7	0,13	1,0	0,15	1,9	0,18	3,3
	1600	0,00062	—	—	—	—	—	—	0.09	0,3	0,10	0.5	0,11	0,7	0,12	1,0	0,15	1,8	0,17	3,2
	1700	0,00059	—	—	—	—	—	—	0,09	0,3	0,10	0,5	0,11	0,7	0,12	0,9	0,14	1,8	1,17	3,0
	1800	0,00056	—	—	—	—	—	—	0,08	0,3	0,10	0,5	0,10	0,6	0,11	0,8	0,14	1,7	1,16	2,9
N	1900	0,00053	—	—	—	—	—	—	0,08	0,3	0 09	0,5	0,10	0,6	0,11	0 8	0,13	1,7	0.16	2,8
	2000	0,00050	—	—	—	—	—	—	0,08	0,3	0,09	0,5	0.10	0,6	0,11	0,8	0,13	1,6	0,15	2,7

D = 40 bis D = 375 mm. **m = 0,35**

	175		200		225		250		275		300		325		350		375	
	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
A	2,48	59,5	2,75	86,4	3,03	120,5	3,29	162,0	3,56	211,0	3,81	269	4,05	336	4,28	412	4,77	499
	2,02	48,6	2,24	70,5	2,47	98,4	2,69	132,0	2,90	172,2	3,11	219	3,30	274	3,50	336	3,70	408
	1,75	42,1	1,95	61,1	2,14	85,2	2,34	114,3	2,51	149,2	2,69	190	2,87	238	3,03	292	3,20	354
	1,57	37,7	1,74	54,7	1,92	76,0	2,09	102,3	2,25	133,3	2,40	170	2,56	212	2,71	260	2,86	316
B	1,43	34,4	1,59	49,9	1,75	69,6	1,90	93,4	2,05	121,8	2,29	155	2,34	194	2,48	238	2,61	288
	1,32	31,9	1,47	46,2	1,62	64,4	1,76	86,5	1,90	112,7	2,03	144	2,17	180	2,29	221	2,42	267
	1,24	29,8	1,38	43,2	1,52	60,3	1,65	80,9	1,77	105,5	1,90	134	2,02	168	2,15	206	2,27	250
	1,17	28,1	1,30	40,7	1,43	56,8	1,55	76,2	1,67	99,4	1,80	127	1,91	158	2,02	194	2,13	236
C	1,15	26,6	1,23	38,7	1,35	53,9	1,48	72,5	1,60	94,5	1,70	119	1,81	150	1,93	185	2,03	219
	1,01	24,3	1,12	35,3	1,24	49,2	1,34	66,1	1,45	86,1	1,55	110	1,65	137	1,75	168	1,85	204
	0,94	22,5	1,04	32,6	1,15	45,6	1,24	61,4	1,36	80,0	1,44	102	1,54	127	1,63	156	1,69	187
	0,88	21,0	0,97	30,6	1,07	42,6	1,17	57,2	1,26	74,6	1,34	95	1,43	119	1,51	145	1,60	176
D	0,83	19,9	0,92	28,8	1,01	40,2	1,10	54,0	1,19	70,3	1,27	90	1,35	112	1,43	138	1,51	166
	0,78	18,8	0,87	27,3	0,96	38,1	1,04	51,1	1,13	66,8	1,20	85	1,28	106	1,36	130	1,43	158
	0,70	16,8	0,78	24,4	0,85	34,1	0,93	45,7	1,01	59,8	1,07	76	1,15	95	1,22	117	1,28	142
	0,64	15,3	0,71	22,3	0,78	31,1	0,85	41,8	0,92	54,5	0,98	69	1,05	86	1,11	106	1,17	129
E	0,59	14,2	0,66	20,6	0,72	28,8	0,79	38,7	0,85	50,4	0,91	64	0,97	80	1,02	99	1,08	120
	0,55	13,3	0,62	19,3	0,68	27,0	0,73	36,2	0,79	47,2	0,84	60	0,90	74	0,95	92	1,01	112
	0,53	12,6	0,58	18,2	0,64	25,4	0,69	34,1	0,75	44,4	0,80	57	0,85	71	0,90	87	0,96	105
	0,49	11,9	0,55	17,3	0,61	24,1	0,66	32,3	0,71	42,2	0,76	53	0,81	67	0,85	83	0,91	100
F	0,48	11,3	0,53	16,4	0,58	23,0	0,63	30,8	0,68	40,2	0,72	51	0,77	64	0,82	79	0,86	95
	0,45	10,8	0,50	15,8	0,56	22,0	0,60	29,5	0,65	38,5	0,69	49	0,74	61	0,79	75	0,82	92
	0,44	10,4	0,48	15,1	0,53	21,2	0,58	28,3	0,63	37,0	0,67	47	0,71	59	0,75	73	0,80	87
	0,42	10,1	0,46	14,6	0,51	20,3	0,56	27,3	0,60	35,6	0,64	45	0,68	57	0,73	69	0,76	85
G	0,40	9,7	0,45	14,1	0,50	19,7	0,54	26,4	0,58	34,5	0,62	44	0,66	56	0,70	68	0,74	81
	0,39	9,4	0,44	13,6	0,48	19,1	0,53	25,6	0,56	33,4	0,60	43	0,64	53	0,68	65	0,71	79
	0,38	9,1	0,42	13,2	0,46	18,5	0,51	24,8	0,54	32,4	0,58	41	0,62	52	0,66	63	0,70	76
	0,37	8,9	0,41	12,9	0,45	17,9	0,49	24,1	0,53	31,5	0,57	40	0,60	50	0,64	62	0,68	75
H	0,36	8,6	0,40	12,6	0,44	17,5	0,48	23,4	0,52	30,6	0,55	39	0,59	49	0,63	60	0,65	73
	0,35	8,3	0,39	12,2	0,43	17,0	0,47	22,8	0,50	29,9	0,54	38	0,57	47	0,61	58	0,64	70
	0,34	8,0	0,37	11,6	0,41	16,3	0,44	21,8	0,48	28,4	0,51	36	0,55	45	0,57	56	0,61	67
	0,32	7,7	0,36	11,1	0,39	15,5	0,43	20,8	0,46	27,2	0,49	35	0,52	43	0,55	53	0,58	64
I	0,30	7,4	0,34	10,7	0,37	14,9	0,41	20,1	0,44	26,2	0,47	33	0,50	42	0,53	51	0,56	62
	0,30	7,1	0,33	10,3	0,37	14,4	0,39	19,3	0,43	25,2	0,45	32	0,48	41	0,52	49	0,54	59
	0,29	7,0	0,32	10,0	0,35	13,9	0,38	18,7	0,41	24,3	0,44	31	0,47	39	0,50	47	0,53	58
	0,28	6,7	0,31	9,7	0,34	13,4	0,37	18,1	0,40	23,6	0,42	30	0,45	38	0,48	46	0,51	56
K	0,27	6,5	0,30	9,3	0,33	13,0	0,36	17,5	0,38	22,8	0,41	29	0,44	36	0,46	45	0,49	54
	0,26	6,3	0,29	9,1	0,32	12,7	0,35	17,0	0,38	22,3	0,40	28	0,43	35	0,45	43	0,47	53
	0,25	6,1	0,28	8,8	0,32	12,4	0,34	16,6	0,37	21,7	0,39	28	0,41	34	0,44	42	0,47	50
	0,25	5,9	0,27	8,6	0,31	12,0	0,33	16,2	0,35	21,1	0,38	27	0,40	33	0,43	41	0,45	51
L	0,24	5,7	0,26	8,3	0,29	11,5	0,32	15,4	0,34	20,1	0,36	26	0,39	32	0,41	40	0,43	47
	0,23	5,4	0,25	7,9	0,27	11,0	0,30	14,8	0,33	19,2	0,35	25	0,37	31	0,39	38	0,42	46
	0,21	5,3	0,24	7,6	0,27	10,5	0,29	14,2	0,31	18,5	0,33	24	0,35	29	0,38	36	0,40	44
	0,21	5,0	0,23	7,3	0,26	10,2	0,28	13,7	0,30	17,8	0,32	23	0,34	28	0,36	35	0,38	42
M	0,21	4,8	0,22	7,0	0,25	9,9	0,27	13,2	0,29	17,2	0,31	22	0,33	27	0,35	34	0,37	41
	0,20	4,7	0,21	6,9	0,24	9,5	0,26	12,8	0,28	16,6	0,30	21	0,32	26	0,34	33	0,36	40
	0,19	4,6	0,21	6,6	0,23	9,2	0,25	12,4	0,28	16,1	0,29	21	0,31	26	0,33	32	0,35	38
	0,19	4,4	0,21	6,4	0,22	9,0	0,25	12,1	0,27	15,7	0,28	20	0,30	25	0,32	31	0,34	37
N	0,18	4,4	0,20	6,3	0,22	8,7	0,24	11,8	0,26	15,3	0,28	20	0,29	24	0,31	30	0,33	36
	0,17	4,2	0,20	6,1	0,22	8,5	0,23	11,4	0,25	14,9	0,27	19	0,29	24	0,30	29	0,32	35

Tabelle 30. **Vollaufende Kreisprofile.**

	Gefälle \ Profil		400 v	400 Q	425 v	425 Q	450 v	450 Q	475 v	475 Q	500 v	500 Q	550 v	550 Q	600 v	600 Q
A	1:10	0,10000	4,75	597	4,97	705	5,19	825	5,41	959	5,62	1103	6,03	1431	6,44	1820
	15	0,06667	3,88	488	4,06	576	4.24	674	4,42	782	4,59	901	4,92	1168	5,25	1486
	20	0,05000	3,36	422	3,52	498	3,67	583	3,83	678	3,97	781	4,26	1012	4,54	1285
	25	0,04000	3,01	377	3,14	446	3,28	522	3,42	606	3,55	698	3,81	906	4,07	1151
B	30	0,03333	2,75	345	2,87	407	3,00	477	3,12	554	3,24	637	3,48	827	3,72	1050
	35	0,02857	2,54	319	2,66	377	2,78	442	2,89	513	3,00	590	3,22	765	3,44	972
	40	0,02500	2,38	298	2,49	353	2,60	412	2,70	479	2,81	552	3,01	715	3,21	910
	45	0,02222	2,24	281	2,34	332	2,44	389	2,55	452	2,65	520	2,84	675	3,03	857
C	50	0,02000	2,13	266	2,22	315	2,32	369	2,42	429	2,52	494	2,70	641	2,84	812
	60	0,01667	1,94	244	2,03	288	2,12	337	2,21	391	2,29	450	2,46	585	2,63	742
	70	0,01429	1,80	226	1,88	267	1,97	313	2,05	363	2,14	419	2,29	543	2,43	688
	80	0,01250	1,68	211	1,76	250	1,84	292	1,91	339	1,99	390	2,14	506	2,27	643
D	90	0,01111	1,58	199	1,65	235	1,73	275	1,81	319	1,87	368	2,01	477	2,14	607
	100	0,01000	1,50	189	1,58	223	1,64	261	1,71	303	1,78	349	1,91	453	2,03	574
	125	0,00800	1,34	169	1,41	199	1,47	233	1,53	271	1,59	312	1,71	405	1,82	514
	150	0,00667	1,22	154	1,29	182	1,34	213	1,40	247	1,45	285	1,56	369	1,66	470
E	175	0,00571	1,14	143	1,18	169	1,24	197	1,29	229	1,35	263	1,44	343	1,54	435
	200	0,00500	1,06	133	1,10	158	1,16	184	1,21	214	1,26	247	1,35	320	1,44	407
	225	0,00444	1,00	126	1,05	148	1,09	174	1,14	202	1,18	232	1,27	302	1,36	384
	250	0,00400	0,95	120	1,00	141	1,04	165	1,08	192	1,12	220	1,21	287	1,29	364
F	275	0,00364	0,91	114	0,95	135	0,99	157	1,04	183	1,07	210	1,15	273	1,31	347
	300	0,00333	0,87	109	0,91	129	0,95	150	0,98	175	1,03	202	1,10	262	1,18	332
	325	0,00308	0,83	105	0,89	124	0,91	145	0,94	168	0,99	194	1,06	251	1,13	319
	350	0,00286	0,81	101	0,84	119	0,88	140	0,92	162	0,95	186	1,02	242	1,09	308
G	375	0,00267	0,77	98	0,81	115	0,85	135	0,88	157	0,92	180	0,98	234	1,05	297
	400	0,00250	0,75	94	0,78	112	0,82	131	0,86	152	0,89	174	0,96	227	1,02	288
	425	0,00235	0,73	92	0,77	108	0,79	126	0,83	147	0,87	169	0,92	220	0,99	279
	450	0,00222	0,71	89	0,74	105	0,78	123	0,80	143	0,84	165	0,90	214	0,96	271
H	475	0,00210	0,69	87	0,72	102	0,75	121	0,79	140	0,82	160	0,88	208	0,93	264
	500	0,00200	0,67	84	0,71	100	0,73	117	0,76	135	0,80	156	0,85	202	0,91	258
	550	0,00182	0,64	81	0,67	95	0,70	111	0,73	129	0,75	148	0,81	193	0,86	245
	600	0,00167	0,61	77	0,64	91	0,67	107	0,70	124	0,73	142	0.78	185	0,83	235
I	650	0,00154	0,59	74	0,61	88	0,64	102	0,67	119	0,69	137	0,75	177	0,80	226
	700	0,00143	0,57	71	0,60	84	0,62	99	0,65	115	0,67	132	0,72	171	0,77	218
	750	0,00133	0,55	69	0,57	82	0,60	96	0,62	110	0,65	128	0,70	165	0,74	210
	800	0,00125	0,54	67	0,55	79	0,58	92	0,61	107	0,63	124	0,67	160	0,72	203
K	850	0,00117	0,52	65	0,54	77	0,56	90	0,59	104	1,61	120	0,65	155	0,70	197
	900	0,00111	0,50	63	0,53	74	0,55	87	0,57	101	0,59	117	0,64	151	0,68	192
	950	0,00105	0,48	61	0,51	72	0,53	85	0,56	98	0,57	113	0,62	147	0,66	187
	1000	0,00100	0,48	59	0,49	71	0,52	83	0,54	96	0,56	111	0,60	143	0,65	182
L	1100	0,00091	0,45	57	0,48	67	0,50	79	0,51	92	0,54	106	0,58	137	0,61	174
	1200	0,00083	0,43	54	0,45	65	0,48	75	0,50	87	0,51	100	0,55	131	0,59	166
	1300	0,00077	0,42	53	0,43	62	0.45	73	0,47	84	0,49	97	0,53	126	0,56	160
	1400	0,00071	0,40	50	0,42	60	0,44	71	0,45	81	0,47	94	0,51	121	0,54	154
M	1500	0,00066	0,39	48	0,41	58	0,43	67	0,44	78	0,46	90	0,49	117	0,53	149
	1600	0,00062	0,37	48	0,39	55	0,41	65	0,43	76	0,45	88	0,47	114	0,51	143
	1700	0,00059	0,37	46	0,38	54	0,40	63	0,42	74	0,43	85	0,46	110	0,49	139
	1800	0,00056	0,36	44	0,37	52	0,38	61	0.40	71	0,42	82	0,45	107	0,48	136
N	1900	0,00053	0,35	43	0,36	51	0,38	60	0,39	69	0,41	80	0,44	104	0,47	132
	2000	0,00050	0,34	42	0.35	50	0,37	58	0,39	68	0.40	78	0,43	102	0,46	129

$D = 400$ bis $D = 1200$ mm. **$m = 0{,}85$**

	650		700		750		800		900		1000		1100		1200	
	v	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*
A	6,81	2260	7,20	2772	7,57	3344	7,93	3987	8,63	5493	9,31	7304	9,95	9447	10,59	11973
	5,57	1847	5,88	2264	6,18	2729	6,48	3252	7,05	4485	7,59	5964	8,12	7717	8,65	9776
	4,82	1599	5,10	1960	5,35	2363	5,61	2819	6,11	3884	6,58	5165	7,03	6683	7,49	8467
	4,31	1431	4,56	1753	4,79	2114	5,01	2521	5,46	3474	5,88	4620	6,83	5978	6,70	7573
B	3,94	1307	4,16	1601	4,37	1930	4,58	2301	4,99	3171	5,37	4217	5,74	5456	6,12	6913
	3,64	1210	3,85	1482	4,05	1787	4,24	2131	4,61	2936	4,97	3900	5,32	5050	5,66	6401
	3,41	1131	3,60	1386	3,78	1672	3,96	1993	4,32	2747	4,65	3652	4,97	4726	5,30	5986
	3,22	1066	3,39	1307	3,57	1576	3,74	1880	4,07	2590	4,38	3443	4,69	4450	5,00	5644
C	3,04	1014	3,23	1242	3,38	1495	3,56	1785	3,86	2450	4,61	3270	4,45	4225	4,72	5355
	2,78	923	2,94	1132	3,09	1365	3,24	1628	3,52	2242	3,80	2982	4,06	3857	4,32	4888
	2,58	858	2,74	1047	2,86	1263	3,01	1510	3,26	2070	3,51	2760	3,76	3571	3,97	4526
	2,41	800	2,55	980	2,68	1182	2,80	1410	3,05	1942	3,29	2582	3,52	3340	3,73	4233
D	2,27	754	2,40	924	2,52	1114	2,64	1329	2,87	1831	3,10	2434	3,31	3150	3,52	3992
	2,15	715	2,28	876	2,40	1058	2,51	1261	2,68	1735	2,94	2310	3,15	2987	3,33	3786
	1,93	640	2,04	784	2,15	946	2,24	1128	2,44	1553	2,63	2066	2,82	2987	3,33	3786
	1,76	584	1,86	716	1,95	863	2,05	1028	2,23	1418	2,40	1886	2,57	2439	2,74	3091
E	1,63	541	1,72	663	1,81	800	1,90	952	2,06	1313	2,22	1747	2,37	2259	2,53	2855
	1,53	506	1,61	620	1,69	747	1,77	891	1,93	1227	2,08	1634	2,22	2112	2,36	2677
	1,44	477	1,52	585	1,60	705	1,67	840	1,82	1157	1,96	1540	2,10	1991	2,23	2525
	1,36	453	1,43	554	1,52	669	1,58	797	1,73	1098	1,86	1461	1,99	1889	2,11	2395
F	1,30	432	1,37	529	1,45	637	1,51	762	1,64	1047	1,77	1389	1,90	1800	2,02	2282
	1,25	413	1,31	506	1,39	610	1,45	728	1,57	1002	1,70	1334	1,82	1725	1,94	2197
	1,20	397	1,26	486	1,33	587	1,39	699	1,51	963	1,63	1282	1,75	1656	1,86	2101
	1,15	382	1,22	469	1,28	565	1,34	673	1,46	928	1,57	1235	1,68	1606	1,79	2024
G	1,11	369	1,17	452	1,24	546	1,29	651	1,40	897	1,52	1193	1,62	1543	1,73	1955
	1,08	358	1,14	438	1,19	528	1,25	630	1,36	868	1,47	1155	1,58	1494	1,67	1894
	1,05	347	1,10	425	1,16	513	1,22	611	1,33	843	1,43	1121	1,52	1449	1,63	1837
	1,01	337	1,07	413	1,12	499	1,18	594	1,28	819	1,39	1090	1,48	1408	1,58	1790
H	0,99	329	1,04	402	1,10	485	1,15	578	1,26	797	1,35	1061	1,44	1371	1,54	1737
	0,96	320	1,02	392	1,07	473	1,12	563	1,22	777	1,31	1033	1,41	1336	1,50	1694
	0,92	305	0,97	374	1,02	451	1,07	537	1,17	741	1,25	986	1,34	1273	1,43	1615
	0,88	292	0,93	357	0,98	432	1,02	514	1,12	709	1,20	943	1,28	1220	1,37	1546
I	0,85	281	0,90	344	0,94	415	0,98	494	1,07	681	1,16	906	1,23	1172	1,32	1485
	0,82	270	0,86	331	0,91	399	0,94	477	1,03	656	1,11	873	1,19	1129	1,26	1432
	0,79	261	0,84	320	0,87	386	0,92	460	0,99	634	1,08	843	1,15	1091	1,23	1383
	0,76	253	0,81	310	0,85	374	0,88	445	0,97	614	1,04	817	1,12	1057	1,18	1339
K	0,74	245	0,78	301	0,82	363	0,86	432	0,94	596	1,01	792	1,08	1025	1,15	1299
	0,72	238	0,76	292	0,80	352	0,84	420	0,91	579	0,98	770	1,05	996	0,12	1262
	0,70	232	0,74	284	0,78	343	0,81	408	0,89	563	0,95	750	1,02	969	1,08	1229
	0,69	226	0,72	277	0,76	335	0,80	399	0,86	549	0,94	731	0,99	946	1,06	1198
L	0,65	216	0,69	264	0,76	319	0,75	379	0,83	524	0,89	697	0,95	900	1,01	1142
	0,62	206	0,66	253	0,69	305	0,73	364	0,79	502	0,85	667	0,91	863	0,97	1093
	0,60	199	0,63	243	0,66	293	0,70	350	0,75	482	0,81	641	0,87	829	0,93	1050
	0,58	192	0,61	234	0,64	283	0,67	337	0,73	464	0,79	618	0,84	799	0,90	1012
M	0,56	185	0,59	226	0,62	273	0,65	325	0,70	448	0,75	596	0,82	772	0,86	977
	0,54	179	0,57	219	0,60	264	0,63	315	0,68	434	0,73	578	0,79	747	0,84	946
	0,52	173	0,56	212	0,58	256	0,61	305	0,66	421	0,71	560	0,76	725	0,81	918
	0,51	169	0,54	207	0,57	249	0,59	297	0,64	409	0,70	544	0,74	704	0,79	892
N	0,49	164	0,52	201	0,55	242	0,58	289	0,62	398	0,68	530	0,72	686	0,76	869
	0,48	160	0,51	196	0,53	236	0,56	282	0,61	388	0,66	517	0,70	668	0,75	847

Tabelle 31. **Vollaufende Eiprofile.**

Gefäll \ Profil		60 : 40		75 : 50		90 : 60		105 : 70		120 : 80		135 : 90	
1 :	*α*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*
50	0,02000	2,76	510	3,26	934	3,68	1523	4,09	2303	4,48	3292	4,84	4506
60	0,01667	2,53	465	2,97	851	3,36	1390	3,74	2103	4,09	3005	4,42	4113
70	0,01429	2,34	431	2,76	788	3,11	1287	3,46	1947	3,79	2782	4,09	3802
80	0,01250	2,19	403	2,56	737	2,91	1204	3,24	1821	3,54	2602	3,83	3568
90	0,01111	2,07	380	2,42	695	2,75	1135	3,05	1717	3,34	2453	3,61	3359
100	0,01000	1,96	360	2,30	659	2,61	1077	2,89	1629	3,17	2327	3,43	3186
125	0,00800	1,75	322	2,05	590	2,33	963	2,59	1457	2,83	2082	3,06	2850
150	0,00667	1,60	295	1,88	539	2,13	879	2,36	1330	2,59	1900	2,80	2601
175	0,00571	1,48	272	1,73	498	1,97	814	2,19	1231	2,39	1759	2,59	2408
200	0,00500	1,40	255	1,63	466	1,84	761	2,05	1152	2,24	1646	2,42	2253
225	0,00444	1,31	240	1,53	439	1,74	718	1,93	1086	2,11	1551	2,28	2124
250	0,00400	1,24	228	1,45	416	1,65	681	1,83	1030	2,00	1472	2,17	2015
275	0,00364	1,18	217	1,40	397	1,57	649	1,75	982	1,91	1403	2,07	1921
300	0,00333	1,13	208	1,33	380	1,50	621	1,67	940	1,83	1344	1,98	1839
325	0,00308	1,09	200	1,27	366	1,45	597	1,61	903	1,76	1291	1,90	1767
350	0,00286	1,06	193	1,22	352	1,39	575	1,55	870	1,69	1244	1,83	1703
375	0,00267	1,01	186	1,19	341	1,35	556	1,49	841	1,64	1202	1,77	1645
400	0,00250	0,98	180	1,15	329	1,30	538	1,45	814	1,58	1163	1,71	1593
425	0,00235	0,95	175	1,11	320	1,26	522	1,40	790	1,54	1129	1,66	1545
450	0,00222	0,92	170	1,08	310	1,23	507	1,36	768	1,49	1097	1,61	1502
475	0,00210	0,90	165	1,05	301	1,20	494	1,33	747	1,45	1068	1,57	1462
500	0,00200	0,88	161	1,03	295	1,17	481	1,29	728	1,42	1041	1,53	1425
550	0,00182	0,84	154	0,98	281	1,11	459	1,23	694	1,35	992	1,46	1358
600	0,00167	0,80	147	0,94	269	1,06	439	1,18	665	1,29	950	1,40	1300
650	0,00154	0,77	141	0,90	258	1,02	422	1,14	639	1,24	913	1,34	1249
700	0,00143	0,74	136	0,87	249	0,98	407	1,09	615	1,20	879	1,29	1204
750	0,00133	0,71	131	0,83	240	0,95	393	1,06	594	1,16	850	1,25	1163
800	0,00125	0,69	127	0,81	233	0,92	380	1,02	576	1,12	823	1,21	1126
850	0,00117	0,67	124	0,78	225	0,89	369	0,99	558	1,09	798	1,17	1093
900	0,00111	0,65	120	0,77	220	0,87	359	0,96	543	1,06	775	1,14	1062
950	0,00105	0,63	117	0,75	213	0,85	349	0,94	528	1,03	755	1,11	1033
1000	0,00100	0,62	114	0,73	209	0,82	340	0,92	515	1,00	736	1,08	1007
1100	0,00091	0,59	109	0,69	199	0,79	324	0,87	491	0,95	701	1,03	960
1200	0,00083	0,56	104	0,66	191	0,75	310	0,84	470	0,91	672	0,99	919
1300	0,00077	0,54	100	0,63	183	0,72	298	0,80	451	0,88	645	0,95	883
1400	0,00071	0,52	96	0,61	175	0,70	287	0,77	435	0,85	622	0,92	851
1500	0,00066	0,50	93	0,59	169	0,67	278	0,75	420	0,82	601	0,88	822
1600	0,00062	0,49	90	0,57	164	0,65	269	0,72	407	0,79	582	0,86	796
1700	0,00059	0,48	87	0,56	160	0,63	261	0,70	395	0,77	564	0,83	772
1800	0,00056	0,46	85	0,55	156	0,61	253	0,68	384	0,75	548	0,81	751
1900	0,00053	0,45	83	0,53	151	0,60	247	0,66	373	0,73	534	0,79	731
2000	0,00050	0,44	81	0,52	147	0,58	240	0,65	364	0,71	520	0,77	712

60 : 40 cm bis 300 : 200 cm. $m = 0{,}25$

Gefälle	150 : 100		180 : 120		210 : 140		240 : 160		270 : 180		300 : 200	
1:	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q
50	5,20	5969	5,84	9678	6,47	14553	7,05	20716	7,59	28228	8,10	37229
60	4,74	5449	5,34	8835	5,90	13285	6,43	18911	6,93	25768	7,40	33985
70	4,39	5045	4,95	8179	5,46	12299	5,96	17508	6,41	23857	6,85	31464
80	4,11	4719	4,63	7651	5,11	11505	5,57	16378	6,00	22316	6,41	29432
90	3,87	4449	4,36	7213	4,82	10847	5,25	15441	5,65	21040	6,04	27748
100	3,68	4221	4,14	6843	4,57	10290	4,98	14649	5,36	19960	5,73	26324
125	3,29	3775	3,70	6121	4,09	9204	4,46	13102	4,80	17853	5,13	23545
150	3,00	3446	3,38	5587	3,73	8402	4,07	11960	4,38	16297	4,68	21494
175	2,78	3190	3,13	5173	3,46	7779	3,77	11073	4,05	15088	4,33	19899
200	2,60	2984	2,93	4839	3,23	7276	3,52	10358	3,79	14114	4,05	18614
225	2,45	2814	2,76	4562	3,05	6860	3,32	9766	3,58	13306	3,82	17549
250	2,32	2669	2,62	4328	2,89	6508	3,15	9264	3,39	12624	3,62	16649
275	2,22	2545	2,50	4126	2,76	6205	3,00	8833	3,23	12036	3,46	15874
300	2,12	2437	2,39	3951	2,64	5941	2,86	8457	3,10	11524	3,31	15198
325	2,04	2341	2,30	3796	2,54	5708	2,76	8125	2,98	11072	3,18	14602
350	1,96	2256	2,21	3658	2,44	5500	2,66	7830	2,87	10669	3,06	14071
375	1,90	2179	2,14	3534	2,36	5314	2,57	7564	2,77	10307	2,96	13594
400	1,84	2110	2,07	3421	2,29	5145	2,49	7324	2,68	9980	2,87	13162
425	1,78	2047	2,01	3319	2,22	4991	2,42	7105	2,60	9682	2,78	12769
450	1,73	1989	1,95	3226	2,16	4851	2,35	6905	2,53	9409	2,70	12409
475	1,69	1936	1,90	3140	2,10	4721	2,29	6721	2,46	9158	2,63	12078
500	1,64	1887	1,85	3060	2,04	4602	2,23	6551	2,40	8926	2,56	11772
550	1,57	1799	1,76	2918	1,95	4387	2,12	6246	2,29	8511	2,44	11225
600	1,50	1723	1,69	2793	1,87	4201	2,03	5980	2,19	8148	2,34	10747
650	1,44	1655	1,62	2684	1,79	4036	1,95	5745	2,10	7829	2,25	10325
700	1,39	1595	1,56	2586	1,73	3889	1,88	5536	2,03	7544	2,17	9949
750	1,34	1541	1,51	2498	1,67	3757	1,82	5349	1,96	7288	2,09	9612
800	1,30	1492	1,46	2419	1,62	3638	1,76	5179	1,90	7057	2,03	9307
850	1,26	1447	1,42	2347	1,57	3529	1,71	5024	1,84	6846	1,97	9029
900	1,23	1407	1,38	2281	1,52	3430	1,66	4883	1,79	6653	1,91	8775
950	1,19	1369	1,34	2220	1,48	3338	1,62	4752	1,74	6476	1,86	8540
1000	1,16	1334	1,31	2164	1,45	3254	1,58	4632	1,70	6312	1,81	8324
1100	1,11	1272	1,25	2063	1,38	3102	1,50	4416	1,62	6018	1,73	7937
1200	1,06	1218	1,19	1975	1,32	2970	1,44	4228	1,55	5762	1,65	7599
1300	1,02	1170	1,15	1898	1,27	2854	1,38	4062	1,49	5536	1,59	7301
1400	0,98	1128	1,11	1829	1,22	2750	1,33	3915	1,43	5334	1,53	7035
1500	0,95	1089	1,07	1767	1,18	2657	1,29	3782	1,39	5153	1,48	6797
1600	0,92	1055	1,03	1710	1,14	2572	1,25	3662	1,34	4990	1,43	6581
1700	0,89	1023	1,00	1659	1,11	2495	1,21	3552	1,30	4841	1,39	6384
1800	0,87	994	0,98	1613	1,08	2425	0,17	3452	1,26	4704	1,35	6204
1900	0,84	968	0,95	1570	1,05	2360	1,14	3360	1,23	4579	1,31	6039
2000	0,82	943	0,93	1530	1,02	2301	1,11	3275	1,20	4463	1,28	5886

Tabelle 32. **Vollaufende Eiprofile.**

Gefälle \ Profil		60 : 40		75 : 50		90 : 60		105 : 70		120 : 80		135 : 90	
1 .	*α*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*
50	0,02000	2,36	436	2,81	806	3,20	1324	3,58	2015	3,94	2896	4,28	3983
60	0,01667	2,16	398	2,56	734	2,92	1209	3,27	1840	3,60	2644	3,91	3635
70	0,01429	2,00	369	2,38	680	2,70	1119	3,03	1704	3,33	2448	3,61	3366
80	0,01250	1,87	345	2,21	636	2,53	1047	2,84	1594	3,11	2289	3,38	3148
90	0,01111	1,77	325	2,09	600	2,39	987	2,67	1503	2,94	2158	3,19	2969
100	0,01000	1,68	308	1,98	569	2,27	937	2,53	1426	2,79	2047	3,03	2816
125	0,00800	1,50	275	1,77	509	2,03	837	2,27	1275	2,49	1832	2,70	2519
150	0,00667	1,37	252	1,62	465	1,85	764	2,07	1164	2,28	1672	2,47	2299
175	0,00571	1,27	233	1,49	430	1,71	708	1,92	1077	2,10	1548	2,29	2123
200	0,00500	1,20	218	1,41	402	1,60	662	1,79	1008	1,97	1448	2,14	1991
225	0,00444	1,12	205	1,32	379	1,51	624	1,69	950	1,86	1365	2,01	1877
250	0,00400	1,06	195	1,25	359	1,43	597	1,60	901	1,76	1295	1,92	1781
275	0,00364	1,01	186	1,21	343	1,37	564	1,53	859	1,68	1234	1,83	1698
300	0,00333	0,97	178	1,15	328	1,30	540	1,46	823	1,61	1182	1,75	1625
325	0,00308	0,93	171	1,10	316	1,26	519	1,41	790	1,55	1136	1,68	1562
350	0,00286	0,91	165	1,05	304	1,21	500	1,36	761	1,49	1094	1,62	1505
375	0,00267	0,86	159	1,03	294	1,67	484	1,30	736	1,44	1057	1,56	1454
400	0,00250	0,84	154	0,99	284	1,13	468	1,27	712	1,39	1023	1,51	1408
425	0,00235	0,81	150	0,96	276	1,10	454	1,23	691	1,35	993	1,47	1366
450	0,00222	0,79	145	0,93	268	1,07	441	1,19	665	1,31	965	1,42	1328
475	0,00210	0,77	141	0,91	260	1,04	430	1,16	654	1,28	940	1,39	1292
500	0,00200	0,75	138	0,89	255	1,02	418	1,13	637	1,25	916	1,35	1260
550	0,00182	0,72	132	0,85	243	0,96	399	1,08	607	1,19	873	1,29	1200
600	0,00167	0,68	126	0,81	232	0,92	382	1,03	582	1,13	836	1,24	1149
650	0,00154	0,66	121	0,78	223	0,89	367	1,00	559	1,09	803	1,18	1104
700	0,00143	0,63	116	0,75	215	0,85	354	0,95	538	1,05	773	1,14	1064
750	0,00133	0,61	112	0,72	207	0,83	342	0,93	520	1,02	748	1,10	1028
800	0,00125	0,59	109	0,70	201	0,80	330	0,89	504	0,98	724	1,07	995
850	0,00117	0,57	106	0,67	194	0,77	321	0,87	488	0,96	702	1,03	966
900	0,00111	0,56	103	0,66	190	0,76	312	0,84	475	0,93	682	0,11	939
950	0,00105	0,54	100	0,65	184	0,74	303	0,82	462	0,91	664	0,98	913
1000	0,00100	0,53	97	0,63	180	0,71	296	0,81	451	0,88	647	0,95	890
1100	0,00091	0,50	93	0,60	172	0,69	282	0,76	430	0,84	617	0,91	848
1200	0,00083	0,48	89	0,57	163	0,65	270	0,73	411	0,80	591	0,87	812
1300	0,00077	0,46	85	0,54	158	0,63	259	0,70	395	0,77	567	0,84	780
1400	0,00071	0,44	82	0,53	151	0,61	250	0,67	381	0,75	547	0,81	752
1500	0,00066	0,43	80	0,51	146	0,58	242	0,66	367	0,72	529	0,78	726
1600	0,00062	0,42	77	0,49	142	0,56	234	0,63	356	0,69	512	0,76	703
1700	0,00059	0,41	74	0,48	138	0,55	227	0,61	346	0,68	496	0,73	682
1800	0,00056	0,39	73	0,47	135	0,53	220	0,59	336	0,66	482	0,72	664
1900	0,00053	0,38	71	0,46	130	0,52	215	0,58	326	0,64	470	0,70	646
2000	0,00050	0,37	69	0,45	127	0,50	209	0,57	318	0,62	457	0,68	629

60 : 40 cm bis 300 : 200 cm. *m* = 0,35

Gefälle	150 : 100		180 : 120		210 : 140		240 : 160		270 : 180		300 : 200	
1:	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*	*v*	*Q*
50	4,61	5297	5,22	8647	5,81	13077	6,36	18700	6,88	25594	7,37	33878
60	4,21	4836	4,77	7894	5,30	11937	5,80	17071	6,28	23364	6,73	30926
70	3,90	4477	4,42	7308	4,91	11051	5,38	15804	5,81	21631	6,23	28632
80	3,65	4188	4,14	6836	4,59	10338	5,03	14784	5,44	20234	5,83	26783
90	3,43	3948	3,90	6445	4,33	9777	4,74	13939	5,12	19077	5,50	25251
100	3,27	3746	3,70	6114	4,11	9246	4,50	13224	4,86	18098	5,21	23955
125	2,92	3350	3,31	5469	3,67	8270	4,03	11827	4,35	16187	4,67	21426
150	2,66	3058	3,02	4992	3,35	7550	3,67	10796	3,97	14776	4,26	19560
175	2,47	2831	2,80	4622	3,11	6990	3,40	9955	3,67	13680	3,94	18108
200	2,31	2648	2,62	4324	2,90	6538	3,18	9350	3,44	12797	3,69	16939
225	2,17	2497	2,47	4076	2,74	6164	3,00	8816	3,25	12064	3,48	15970
250	2,06	2369	2,34	3867	2,60	5848	2,84	8363	3,07	11446	3,29	15151
275	1,97	2258	2,23	3687	2,48	5576	2,71	7973	2,93	10913	3,15	14445
300	1,88	2163	2,13	3530	2,38	5338	2,60	7634	2,81	10449	3,01	13830
325	1,81	2077	2,05	3392	2,28	5129	2,49	7334	2,70	10039	2,89	13288
350	1,74	2002	1,97	3268	2,19	4942	2,40	7068	2,60	9674	2,78	12805
375	1,69	1934	1,91	3158	2,12	4775	2,32	6828	2,51	9345	2,69	12370
400	1,63	1872	1,85	3057	2,06	4623	2,25	6611	2,43	9049	2,61	11977
425	1,58	1817	1,80	2965	1,99	4485	2,18	6414	2,36	8779	2,53	11620
450	1,54	1765	1,74	2882	1,94	4359	2,12	6233	2,29	8531	2,46	11292
475	1,50	1718	1,70	2805	1,89	4242	2,07	6067	2,23	8304	2,39	10991
500	1,46	1675	1,65	2734	1,83	4135	2,01	5914	2,18	8093	2,33	10712
550	1,39	1596	1,57	2607	1,75	3942	1,91	5638	2,08	7717	2,22	10215
600	1,33	1529	1,51	2495	1,68	3775	1,83	5398	1,99	7388	2,13	9778
650	1,28	1469	1,45	2398	1,61	3627	1,76	5186	1,90	7099	2,05	9396
700	1,23	1415	1,39	2311	1,55	3494	1,70	4997	1,84	6840	1,97	9054
750	1,19	1367	1,35	2232	1,50	3376	1,64	4828	1,78	6608	1,90	8747
800	1,15	1324	1,30	2161	1,46	3269	1,59	4675	1,72	6399	1,85	8469
850	1,12	1284	1,27	2097	1,41	3171	1,54	4535	1,67	6207	1,63	8216
900	1,09	1249	1,23	2038	1,37	3082	1,50	4408	1,62	6032	1,74	7985
950	1,06	1215	1,20	1984	1,33	2999	1,47	4290	1,58	5872	1,69	7771
1000	1,03	1184	1,17	1933	1,30	2924	1,43	4181	1,54	5723	1,65	7575
1100	0,99	1129	1,12	1843	1,24	2787	1,35	3986	1,47	5456	1,57	7223
1200	0,94	1081	1,06	1765	1,19	2669	1,30	3817	1,40	5224	1,50	6915
1300	0,91	1038	1,03	1696	1,14	2561	1,25	3667	1,35	5019	1,45	6644
1400	0,87	1001	0,99	1634	1,10	2471	1,20	3534	1,30	4836	1,39	6402
1500	0,84	966	0,96	1579	1,06	2387	1,16	3414	1,26	4672	1,35	6185
1600	0,82	936	0,92	1528	1,02	2311	1,13	3306	1,21	4524	1,30	5989
1700	0,79	908	0,89	1482	1,00	2242	1,09	3206	1,18	4389	1,26	5809
1800	0,77	882	0,86	1441	0,97	2179	1,06	3116	1,14	4265	1,23	5646
1900	0,74	859	0,85	1403	0,94	2121	1,03	3033	1,11	4152	1,19	5495
2000	0,73	837	0,89	1367	0,92	2068	1,00	2956	1,09	4047	1,16	5356

Potenztafel der Werte von D (in Metern).

Tabelle 33. (Die Logarithmen sind 7-stellig berechnet und einzeln abgerundet.)

D mm	$\log \sqrt{D}$	$\log D^2$	$\log D^5$	$\log \sqrt{D^5}$	$1:D$ log	$1:D$ Num.	$\log \frac{1}{D^5}$	$F=\pi D^2:4$ log	$F=\pi D^2:4$ Num.
25	0.19897 – 1	0 79588 – 4	0.98970—9	0 99485 – 5	1.60206	40,0000	8.01030	0.69108 – 4	0,000491
40	0.30103 – 1	0 20412—3	0.01030 – 7	0.50515 – 4	1 39794	25,0000	6.98970	0 09934—3	0,001257
50	0 34949 – 1	0.39794 – 3	0 49485 – 7	0 74743—4	1.30103	20,0000	6.50515	0.29314 – 3	0 001964
60	0 38908 – 1	0 55630 – 3	0 89075 – 7	0 94538 – 4	1 22185	16,6667	6.10925	0 45133 – 3	0,002827
70	0 42255 – 1	0 69020—3	0.22549 – 6	0.11275 – 3	1.15491	14,2857	5.77455	0.58524 – 3	0,003848
80	0 45155 – 1	0.80618—3	0.51545—6	0 25773 – 3	1 09691	12,5000	5 48455	0.70122—3	0,005026
90	0 47712 – 1	0 90849 – 3	0 77122 – 6	0 38561 – 3	1 04575	11,1111	5 22875	0.80359 – 3	0,006362
100	0 50000 – 1	0 00000—2	0 00000 – 5	0 50000 – 3	1.00000	10,0000	5.00000	0 89509 – 3	0,007854
125	0 54846 – 1	0.19382 – 2	0.48455 – 5	0.74228 – 3	0 90309	8,0000	4.51545	0 08892—2	0,012272
150	0.58805 – 1	0.35218 – 2	0 88045 – 5	0 94023 – 3	0.82393	6,6667	4 11965	0.24726—2	0,017671
175	0 62152 – 1	0 48608 – 2	0.21519 – 4	0.10759 – 2	0.75696	5,7143	3.78480	0.38117 – 2	0 024053
200	0 65052—1	0 60206 – 2	0 50515—4	0 25258—2	0 69897	5,0000	3 49485	0 49715 – 2	0,031416
225	0 67609—1	0.70437 – 2	0.76092—4	0.38046 – 2	0.64781	4 4444	3.23905	0.60055 – 2	0 039861
250	0 69897 – 1	0.79588 – 2	0.98970 – 4	0.49485 – 2	0.60206	4,4000	3.01030	0 69097—2	0,049087
275	0.71967—1	0.87867—2	0.19667—3	0 59834 – 2	0.56067	3,6364	2.80336	0 77376 – 2	0,059396
300	0 73856—1	0.95424 – 2	0.38560 – 3	0 69280 – 2	0.52287	3,3333	2.61435	0 84933 – 2	0,070686

325	0 75594—1	0 02377—1	0.55942—3	0.77971—2	0 48811	3,0769	2.44055	0.91886 - 2	0,082958
350	0.77203—1	0 08814 - 1	0.72034—3	0.86017 - 2	0.45593	2,8571	2 27963	0.98322—2	0,096211
375	0.78702 —1	0 14806 - 1	0 87016—3	0.93508—2	0.42597	2,6667	2.12985	0.04317—1	0,110447
400	0 80103—1	0.20412—1	0.01030—2	0.00515 - 1	0.39794	2,5000	1 98970	0.09920—1	0,125664
425	0.81419—1	0 25678 - 1	0.14194—2	0.07097—1	0.37160	2,3529	1.85802	0.15186 - 1	0,141863
450	0.82661—1	0 30643—1	0.26606—2	0.13303 - 1	0.34678	2,2222	1.73392	0 20151—1	0,159043
475	0.83835—1	0 35339 - 1	0 38347—2	0.19174 - 1	0.32331	2,1053	1 61657	0.24846 - 1	0,177205
500	0.84949—1	0.39794 - 1	0 49485—2	0.24743 - 1	0.30102	2 0000	1.50515	0.29303 - 1	0,196350
550	0.87018—1	0 48073—1	0.70181—2	0.35091—1	0.25964	1,8182	1.29871	0.37582 - 1	0,237583
600	0.88908—1	0.55630 - 1	0 89076—2	0.44538—1	0 22186	1,6667	1.10929	0.45139 - 1	0,282743
650	0 90646—1	0.62583—1	0 06457—1	0.53228 - 1	0.18710	1 5385	0.93549	0.52092—1	0,331831
700	0.92255—1	0.69020 - 1	0 22549—1	0.61275—1	0.15491	1,4286	0 77455	0.58529—1	0,384845
750	0.93753 - 1	0.75012—1	0.37531—1	0.68766—1	0.12493	1,3333	0.62464	0.64521—1	0,441786
800	0.95155 - 1	0.80618—1	0 51545—1	0 75773—1	0 09691	1,2500	0.48455	0.70127—1	0,502655
850	0.96471—1	0.85884—1	0 64709—1	0.82345—1	0.07058	1,1778	0 35291	0.75393—1	0,567450
900	0.97712—1	0.90849—1	0.77121—1	0.88561—1	0.04575	1,1111	0.22877	0.80358—1	0,636173
950	0.98886—1	0 95545—1	0.88862—1	0.94431—1	0.02228	1,0526	0.11138	0.85054—1	0,70882
1000	0 00000	0 00000	0.00000	0.00000	0.00000	1,0000	0.00000	0.89509—1	0,78540
1050	0.01059	0.04238	0.10595	0 05297	0.97881—1	0,9524	0.89405—1	0.93747—1	0,86590
1100	0.02070	0 08279	0.20696	0.10348	0.95861—1	0,9091	0.79305—1	0 97787—1	0,95033
1150	0 03035	0.12140	0.30349	0.15174	0.93930—1	0,8696	0.69651—1	0.01649	1,03869
1200	0.03959	0 15836	0 39591	0.19795	0 92080—1	0,8333	0.60401—1	0.05345	1,13097

3. Man verlangt den Druckverlust einer vollaufenden Leitung, welche 80 l pro Sekunde bei einer Lichtweite von 450 mm auf 5000 m Länge zu transportieren hat, kennen zu lernen ($m = 0{,}25$).

Man findet in der Tabelle S. 62 für $D = 450$ und $J = 0{,}00071$ $Q = 82$, für $J = 0{,}00066$ $Q = 79$ l. Einer Differenz von 3 l in der Wassermenge entspricht mithin eine Gefällsdifferenz von 0,00005; demnach einer solchen von 2 l eine Gefällsdifferenz von $\frac{2 \cdot 0{,}00005}{3} = 0{,}00003$. Also beträgt der Druckverlust pro Längeneinheit: 0,00071 minus 0,00003 = 0,00068, der gesamte Druckverlust $5000 \cdot 0{,}00068 = 3{,}4$ m.

4. Bei einem Straßenkanale mit einem Gefälle von 1 : 200 und halbvoll laufenden Querschnitte beträgt die zu transportierende Wassermenge 350 l pro Sekunde; welche Lichtweite erhält derselbe, wenn $m = 0{,}25$ angenommen wird?

Für $J = 0{,}00500$ und $D = 700$ mm findet man S. 63 $Q = 713$. Das Rohr erhält also 700 mm Weite.

5. Durch einen halbvoll laufenden Kanal von 800 mm Weite fließen 500 l Wasser pro Sekunde; der Kanal hat ein Gefälle von 1 : 200. Welche Geschwindigkeit nimmt das Wasser an?

Man findet für $D = 800$ mm und $J = 0{,}00500$, $Q = 1019$, $v = 2{,}03$ m, wenn $m = 0{,}25$.

Die verschiedenen Formeln für die Bewegung des Wassers in Rohrleitungen geben natürlich keineswegs vollkommen übereinstimmende Werte (vgl. Ge 1911, S. 369). Deshalb dürften auch die Tafeln I—V für viele praktische Fälle durchaus genügende Genauigkeit besitzen.

Anm. Bei der Berechnung von Röhrendohlen ($D_{min} = 50$ cm) wird meist nur halbe Füllung zugrunde gelegt. Bei gewölbten Durchlässen legt man höchstens Kämpferfüllung zugrunde, noch weniger aber, wenn sich bei Kämpferfüllung das Wasser vor dem Durchlaß seeartig anstauen würde.

§ 24. Beziehungen zwischen Durchmesser, Geschwindigkeit und Fördermenge.

a) Kreisprofil. J konstant, D variabel. In manchen Fällen möchte man, auch ohne das Gefälle einer Leitung zu kennen oder zu berücksichtigen, wissen, wie sich die Fördermengen verschiedener Durchmesser verhalten.

Aus Gl. 11 erhält man für zwei verschiedene Durchmesser bei gleichem Gefälle:

$$\lambda_2 \cdot \frac{Q_2^2}{D_2^5} = \lambda_1 \cdot \frac{Q_1^2}{D_1^5}, \text{ woraus } Q_2 = \sqrt{\frac{\lambda_1}{\lambda_2}} \cdot \left[\frac{D_2}{D_1}\right]^{5/2} \cdot Q_1$$

Nimmt man nun an, das Kreisprofil $D_1 = 100$ mm liefere $Q_1 = 10$ Einheiten, so erhält man mit $m = 0{,}25$, also $\lambda_1 = 0{,}00432$ nach Ausrechnung der Zahlenwerte:

$$Q_2 = 207{,}845 \sqrt{\frac{D_2^5}{\lambda_2}} \qquad 30$$

Diese Formel ist in Tabelle 34 für die verschiedenen Durchmesser berechnet.

Beispiel. $D_1 = 200$ gibt bei einem bestimmten Gefälle $Q_1 = 37$ sl. Wieviel geben unter denselben Verhältnissen $D_2 = 225$ bzw. $D_2 = 300$? Mit dem Rechenschieber erhält man:

$$D_2 = 225 \text{ gibt } 37 \cdot \frac{95{,}4}{68{,}9} = 51{,}3 \text{ sl}$$

$$D_2 = 300 \text{ gibt } 37 \cdot \frac{228{,}9}{68{,}9} = 113 \text{ sl}$$

Tabelle 27 gibt 51,3 bzw. 113 sl.

Tabelle 34. $m = 0{,}25$

D mm	Verhältniszahlen	D mm	Verhältniszahlen	D mm	Verhältniszahlen
40*	0,7465	225	95,4133	500	845.2433
50	1,4100	250	127,5337	550	1093,7220
60	2,3665	275	165,7418	600	1383,1877
70	3,6616	300	210,3184	650	1716,0515
80	5,3383	325	261,6561	700	2094,6619
90	7,4377	350	320,5801	750	2520,7742
100	10,0000	375	386,9450	800	2997,1249
125	18,7194	400	461,3120	900	4107,4329
150	31,0458	425	543,9096	1000	5441,3821
175	47,6402	450	635,2782	1100	7014,1452
200	68,9360	475	735,6050	1200	8840,2714

b) Kreisprofil. D k o n s t a n t, J v a r i a b e l. Aus Gl. 11 folgt mit D = konstant, also λ = konstant

$$Q_2 = Q_1 \sqrt{\frac{J_2}{J_1}}, \text{ ebenso ist}$$

$$v_2 = v_1 \sqrt{\frac{J_2}{J_1}}$$

Setzt man hier $J_1 = 0{,}01$, so erhält man:

$$\left.\begin{aligned} Q_2 &= (10 \cdot \sqrt{J_2}) \cdot Q_1 \\ v_2 &= (10 \cdot \sqrt{J_2}) \cdot v_1 \end{aligned}\right\} \quad 31$$

Kennt man also die dem Wert $J_1 = 0{,}01$ entsprechenden Werte Q_1 und v_1 der verschiedenen Profile, so erhält man die einem Gefälle J_2 entsprechenden Werte Q_2 und v_2 durch Multiplikation von Q_1 und v_1 mit dem Faktor $10 \cdot \sqrt{J_2}$.

Dieselben Ausdrücke erhält man aus Gl. 18 mit H = konst., also μ = konst. für das normale Eiprofil.

---

*) Vgl. die Bemerkungen über Durchmesser unter 200 mm: § 19 c S. 53.

Tabelle 35. **Tafel der $\sqrt{J}$**

Gefälle J		$\sqrt{J}$	Gefälle J		$\sqrt{J}$	Gefälle J		$\sqrt{J}$
1 : n	0, . . .		1 : n	0, . . .		1 : n	0, . . .	
1 : 10	0,10000	0,3162	200	0,00500	0,0707	750	0,00133	0,0365
15	0,06667	0,2582	225	0,00444	0,0666	800	0,00125	0,0354
20	0,05000	0,2236	250	0,00400	0,0632	850	0,00117	0,0342
25	0,04000	0,2000	275	0,00364	0,0603	900	0,00111	0,0333
30	0,03333	0,1825	300	0,00333	0,0577	950	0,00105	0,0324
35	0,02857	0,1690	325	0,00308	0,0555	1000	0,00100	0,0316
40	0,02500	0,1581	350	0,00286	0,0535	1100	0,00091	0,0302
45	0,02222	0,1491	375	0,00267	0,0517	1200	0,00083	0,0288
50	0,02000	0,1414	400	0,00250	0,0500	1300	0,00077	0,0277
60	0,01667	0,1291	425	0,00235	0,0485	1400	0,00071	0,0266
70	0,01429	0,1195	450	0,00222	0,0471	1500	0,00066	0,0257
80	0,01250	0,1128	475	0,00210	0,0458	1600	0,00062	0,0249
90	0,01111	0,1054	500	0,00200	0,0447	1700	0,00059	0,0245
100	0,01000	0,1000	550	0,00182	0.0427	1800	0,00056	0,0232
125	0,00800	0,0894	600	0,00167	0,0409	1900	0,00053	0,0230
150	0,00667	0,0817	650	0,00154	0,0392	2000	0,00050	0,0224
175	0,00571	0,0756	700	0,00143	0,0378	2500	0,00040	0,0200

§ 25. Teilweise Füllung von Kreis- und anderen Profilen.

Bei ganzer Füllung und dem Gefälle J möge ein Kreisprofil vom Durchmesser D und ein normales Eiprofil von der Höhe H bei einer Geschwindigkeit v die Wassermenge Q führen. Bei einer kleineren Füllungshöhe

$$h_x = y \cdot D \text{ für den Kreis bzw. } h_x = y \cdot H \text{ für das Eiprofil} \qquad 32$$

ergibt sich aus der Kurventafel VI:

$$\left.\begin{array}{ll}\text{eine Wassermenge} & Q_x = x \cdot Q \\ \text{eine Geschwindigkeit} & v_x = z \cdot v\end{array}\right\} \qquad 33$$

Hieraus folgt:

$$\left.\begin{array}{l} x = \dfrac{Q_x}{Q} \\ z = \dfrac{v_x}{v}\end{array}\right\} \qquad 34$$

Ist von den Größen x, y und z eine gegeben, so sind die beiden anderen damit bestimmt.

Beispiele (zu rechnen mittels der Tafel VI):

1. Ein Kreisprofil $D = 400$ gibt bei voller Füllung und

$J = 0{,}005$, $v = 1{,}25$ und $Q = 157$ sl.

Gesucht h_x und v_x, wenn bei gleichem Gefälle nur $Q_x = 25$ sl durch die Leitung strömen.

Es ist hier $x = \frac{Q_x}{Q} = 25 : 157 = 0{,}16$

damit wird aus der Tafel: $y = 0{,}275$

somit nach Gl. 32 die Fülltiefe $h_x = y \cdot D = 110$ mm

und mit $z = 0{,}70$ nach Gl. 33 die Geschwindigkeit $v_x = 0{,}70 \cdot v$

$$= 0{,}7 \cdot 1{,}25$$

$$= 0{,}875 \text{ m}$$

2. Gegeben ein Eiprofil 180/120, das bei $J = 0{,}0005$, mit $v = 0{,}93$, $Q = 1530$ sl führt. Gesucht Q_x und v_x für $h_x = 50$ cm.

Es ist nach Gl. 32 $y = \frac{h_x}{H} = \frac{50}{180} = 0{,}28$,

also $h_x = 0{,}28 \cdot H$

dafür gibt nach Gl. 33 die Kurventafel rechts

$$Q_x = 0{,}14 \; Q = 214 \text{ sl}$$

$$v_x = 0{,}71 \;\; v = 0{,}66 \text{ m}$$

3. Ein Kanalisationsrohr $D = 400$ führt bei $J = 0{,}01$ voll $Q = 222$ sl mit $v = 1{,}77$ m. Das Rohr soll durch einen Regenauslaß entlastet werden. Die größte verdünnte Brauchwassermenge, welche in der Kanalisation bleiben soll, betrage $Q_x = 20$ sl. Wie hoch liegt die Auslaßschwelle über der Rohrsohle?

Es ist nach Gl. 33

$$x = \frac{Q_x}{Q} = 20 : 222 = 0{,}09$$

dies ergibt aus der Tafel:

$$y = 0{,}23$$

und nach Gl. 32 $h_x = 0{,}23 \cdot D = 92$ mm

Vgl. hierzu die Tafeln VI und VII, welch letztere die Q- und v-Kurven für drei andere, öfters gebrauchte Profile gibt.

§ 26. Vergleich von Kreis- und Eiprofil.

Verwendet man den Koeffizienten $m = 0{,}35$ und nennt Q_1 die Liefermenge eines normalen Eiprofils, Q_2 diejenige eines Kreisprofils, so ergibt sich nach H e y d [88] folgende Zusammenstellung einander entsprechender Profile.

Tabelle 36.

Eiprofil	20/30		25/37,5		30/45		35/52,5		40/60		50/75	
D $\frac{Q_1}{Q_2}$	225	1,12	275	1,27	350	1,07	400	1,13	450	1,18	550	1,25
	250	0,90	300	1,00	375	0,88	425	0,96	475	1,01	600	0,99
	—	—	325	0,80	—	—	450	0,82	500	0,88	—	—
Eiprofil	60/90		70/105		80/120		90/135		100/150			
D $\frac{Q_1}{Q_2}$	650	1,31	800	1,13	900	1,18	1050	1,07	1150	1,11		
	700	1,07	850	0,96	950	1,02	1100	0,94	1200	0,99		
	750	0,89	—	—	1000	0,89	—	—	1250	0,89		

Für weitere Studien vgl. die Schrift von Heyd und den Aufsatz von Krawinkel, Gesundheitsingenieur 1906, S. 485.

Für die Wahl des Profils kommen noch folgende Gesichtspunkte in Betracht:

1. Bezugspreis und Bezugsmöglichkeit,
2. Bisher etwa schon verwendete Profilformen,
3. Grundwasserstand, Untergrundmaterial,
4. Beanspruchung des Profils durch den Verkehr; Tiefenlage des Profils,
5. Straßenbreite.

Der Anschaffungspreis eines Profils entspricht angenähert seinem Umfang.

§ 27. Formeln der Bauart $J = \zeta \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$.

1. Eine große Anzahl von Formeln ist gebaut nach Gl. 25 von § 5.

$$J = \frac{h}{l} = \zeta \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \qquad 35$$

In der bekannten Formel von Weisbach ist

$$\zeta = 0{,}01439 + \frac{0{,}0094711}{\sqrt{v}} \qquad 36$$

Weston setzt für ältere Gußröhren $\zeta = 0{,}0156 + \frac{0{,}035}{v}$

Für warmes Wasser gab Hagen die Formel:

$$J = \left[a + b \cdot \frac{D}{Q}\right] \frac{Q^2}{D^5} \qquad 37$$

worin für Celsiusgrade:

$a = 0{,}001\,948\,1$

$b = 0{,}000\,007\,475 - 0{,}000\,000\,425\,t - 0{,}000\,000\,014\,625\,t^2$

2. Sonne gab (Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1907, S. 1615) auf Grund neuerer Untersuchungen den Reibungswiderstand h in m auf die Rohrlänge l

$$h = \frac{l}{100}\left[0{,}087 + \frac{0{,}012\sqrt{D} + 0{,}003}{D}\right]\frac{v^2}{D} \qquad 38$$

Die Werte der Formel entsprechen am meisten denjenigen der Kutterschen mit $m = 0{,}35$.

A. Vogt gab dieser Gleichung eine bequemere Form, und zwar

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für neue Leitungen} & h_1 = x \cdot \frac{l}{100} \cdot Q^2 \\ \text{für gebrauchte Leitungen} & h_2 = \sigma \cdot h_1 = \sigma \cdot x \cdot \frac{l}{100} \cdot Q^2 \end{array}\right\} \qquad 39$$

Die Werte von σ und x sind in der folgenden Tabelle enthalten.

Beispiel. Wie groß ist der Druckverlust in einer Leitung von 1200 m Länge bei $D = 500$ mm, $Q = 120$ sl?

Für neue Leitung

$$h_1 = 12{,}0 \cdot 5{,}720 \cdot 0{,}12^2 = 0{,}990 \text{ m}$$

für gebrauchte Leitung

$$h_2 = 12{,}0 \cdot 1{,}44 \cdot 5{,}72 \cdot 0{,}12^2 = 1{,}428 \text{ m}$$

Eine graphische Tafel von V o g t (60 : 80 cm) kann von der Druckerei Rich. Blankenstein in Waldenburg in Schles. bezogen werden.

T a b e l l e z u r R o h r b e r e c h n u n g n a c h S o n n e.

Tabelle 37.

D	x	$\log x$	σ	$\log \sigma$	D	x	$\log x$	σ	$\log \sigma$
40	3953000	6,59693	2,21	0,34439	400	18,20	1.26007	1,54	0,18752
50	1069500	6,02918	2,17	0,33646	425	13,30	1,12385	1,51	0.17898
60	377800	5,57726	2,14	0,33041	450	9,93	0,99695	1,49	0,17319
70	167200	5,22324	2,10	0,32222	475	7,458	0,87262	1,47	0,16732
80	83260	4,92044	2,07	0,31597	500	5,720	0,75740	1,44	0,15836
90	44550	4,64885	2,03	0,30750	550	3,482	0,54183	1,39	0,14301
100	25450	4,40569	2,00	0,30103	600	2,236	0,34947	1,35	0,13033
125	7865	3,89570	1,95	0,29003	650	1,486	0,17202	1,31	0,11727
150	3014	3,47914	1,90	0,27875	700	1,017	0,00732	1,27	0,10380
175	1338	3,12646	1,86	0,26951	800	0,5152	0,71198—1	1,20	0,07918
200	668	2,82478	1,82	0,26007	900	0,2830	0,45179—1	1,14	0,05690
225	362,6	2,55943	1,78	0,25042	1000	0,1654	0,21854—1	1,10	0,04139
250	209,2	2.32056	1,74	0,24055	1100	0,1012	0,00518—1	1,08	0,03342
275	127,85	2,10669	1,70	0,23045	1200	0,06555	0,81657—2	1,06	0,02531
300	81,30	1,91009	1,67	0,22272	1300	0,04356	0,63909—2	1,04	0,01703
325	53,95	1,73199	1,63	0,21219	1400	0,02987	0,47524—2	1,03	0,01284
350	36,43	1,56146	1,60	0,20412	1500	0,02105	0,32325—2	1,02	0,00860
375	25,47	1,40603	1,57	0,19590	1600	0,01514	0,18013—2	1,02	0,00860

3. Auf Grund möglichst aller früheren Versuche hat B i e l Formeln aufgestellt. Allgemein erhält er

$$h = \frac{L \cdot v^2}{P} \left[a + \frac{f}{\sqrt{P}} + \frac{b}{v\sqrt{P}} \cdot \frac{[\eta]}{\gamma} \right] = \frac{K \cdot L \cdot v^2}{P} \qquad 40$$

welche Gleichung oberhalb eines bestimmten Grenzwerts von v gilt, wo

L die Leitungslänge in Kilometer,

a eine Konstante, für Wasser $= 0{,}12$,

b und f vom Rauhigkeitsgrad abhängige Koeffizienten,

$\frac{[\eta]}{\gamma}$ den sogenannten Zähigkeitsmodul bedeuten.

Bei Anwendung der Schreibweise

$$h = \zeta \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

wo l in m gegeben ist, erhält man für Rohrleitungen vom Durchmesser D:

$$h = 0{,}0785 \left[a + \frac{2f}{\sqrt{D}} + \frac{2b}{v\sqrt{D}} \cdot \frac{[\eta]}{\gamma} \right] \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \qquad 41$$

B i e l unterscheidet sechs Rauhigkeitsgrade, von welchen
IV für rauhe Bretter, gewöhnlichen Beton,
V für behauene Quader und gefügte Backsteine
gelten. Dazu sind

für IV:	$f = 0{,}054$	$b = 0{,}27$	$b\,\frac{[\eta]}{\gamma} = 0{,}0032$
V:	$0{,}072$	$0{,}27$	$0{,}0032$

und man erhält folgende Spezialgleichungen:

$$\left.\begin{array}{l} \text{für IV:}\quad h = 0{,}0785\left[0{,}12 + \frac{0{,}108}{\sqrt{D}} + \frac{0{,}0064}{v\cdot\sqrt{D}}\right]\cdot\frac{l}{D}\cdot\frac{v^2}{2g} \\ \text{für V:}\quad h = 0{,}0785\left[0{,}12 + \frac{0{,}144}{\sqrt{D}} + \frac{0{,}0064}{v\cdot\sqrt{D}}\right]\cdot\frac{l}{D}\cdot\frac{v^2}{2g} \end{array}\right\} \qquad 42$$

Diese Gleichungen gelten für alle technisch in Betracht kommenden Geschwindigkeiten. Der Formelaufbau ist nahe verwandt demjenigen der neuesten B a z i n schen Formel.

4. Die neueste Formel von L a n g [1907] lautet für

$$J = \zeta\,\frac{1}{D}\cdot\frac{v^2}{2g} \qquad \zeta = a + \frac{0{,}0018}{\sqrt{v\cdot D}} \qquad 43$$

Sie berücksichtigt alle bis 1907 angestellten und 300 eigene Versuche des Verfassers und gilt für $D > 0{,}05$ m bei $v > 0{,}7$ m.

W e r t e f ü r *a*.

1. Für neue Rohre mit g a n z glatter Innenfläche $a = 0{,}012$.

2. Für sehr gut gereinigte Rohre mit sehr geringen Unebenheiten und reines Wasser $a = 0{,}020$. Diese beiden Fälle kommen praktisch kaum vor.

Für inkrustierte Rohre, deren ursprünglicher Durchmesser D auf D_v vermindert ist, setzt L a n g:

$$\zeta = \left(\frac{D}{D_v}\right)^5\cdot\left(0{,}02 + \frac{0{,}0018}{\sqrt{v\cdot D}}\right) \qquad 44$$

Die nächste Tabelle gibt eine Anzahl von Werten $(D : D_v)^5$.

Tabelle 38.

$\frac{D_v}{D}$	$\left(\frac{D}{D_v}\right)^5$	$\frac{D_v}{D}$	$\left(\frac{D}{D_v}\right)^5$	$\frac{D_r}{D}$	$\left(\frac{D}{D_r}\right)^5$	$\frac{D_r}{D}$	$\left(\frac{D}{D_r}\right)^5$
0,10	100 000	0,35	226	0,60	12,85	0,85	2,27
0,15	13 150	0,40	97,6	0,65	8,62	0,90	1,69
0,20	3 125	0,45	54,2	0,70	5,95	0.93	1,78
0,25	1 024	0,50	32,0	0,75	4,21	0,95	1,29
0,30	411	0,55	19,9	0,80	3,06	0,98	1,18

Einige Werte der zweiten Klammer sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 39.

D Meter	v = 0,10	0,25	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	4,00
0,05	0,046	0,036	0,031	0,0304	0,0296	0,0290	0,0285	0,0281	0,0273	0,024
0,10	0,038	0,031	0,028	0,0274	0,0268	0,0264	0,0260	0,0256	0,0252	0,023
0,20	0,033	0,028	0,026	0,0252	0,0248	0,0245	0,0243	0,0240	0,0237	0,022
0,30	0,030	0,027	0,025	0,0242	0,0239	0,0237	0,0235	0,0232	0,0230	0,022
0,40	0,029	0,026	0,024	0,0237	0,0234	0,0232	0,0230	0,0228	0,0226	0,021
0,50	0,028	0,025	0,024	0,0233	0,0230	0,0229	0,0268	0,0225	0,0222	0,021
1,00	0,026	0,024	0,023	0,0223	0,0222	0,0220	0,0219	0,0218	0,0216	0,021
2,00	0,024	0,023	0,022	0,0217	0,0215	0,0214	0,0213	0,0213	0,0212	0,020

Der Vollständigkeit halber seien noch drei besonders für die logarithmische Berechnung sehr bequeme Formeln erwähnt:

I. von St. Venaut: $v = 114{,}494 \left[\frac{D \cdot J}{4}\right]^{\frac{7}{12}}$

II. von Dr. Lampe: $J = a \cdot \frac{v^{1,802}}{D^{1,25}}$ mit $a = 0{,}000755$ i. M.

III. von Flamant: $J = a \cdot \frac{v^{1,75}}{D^{1,25}}$ mit $a = 0{,}00092$

für leicht inkrustierte Rohre. Die beiden letzten Formeln sind sich sehr ähnlich. Masoni hat in der Formel III für großen Durchmesser den Koeffizientenwert $a = 0{,}00138$ vorgeschlagen.

§ 28. Berechnung von Drainageleitungen.

Geht man aus von der Gleichung

$$v = k \sqrt{P \cdot J}$$

und setzt $k = 40 =$ constans, so erhält man mit D in Metern:

$$v = 20 \sqrt{D \cdot J} \qquad 45$$

die sogenannte Gieselersche Formel. Mit

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \cdot v$$

folgt

$$Q = 15{,}7 \sqrt{D^5 \cdot J} \quad \text{und} \quad D = 3{,}324 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}} \qquad 46$$

Für die pro 1 ha und Sekunde zufließende Wassermenge nimmt man in Preußen vielfach 0,00065 cbm. Will man also F ha entwässern, so braucht man hierzu einen Durchmesser

$$D = 0{,}18 \sqrt[5]{\frac{F^2}{J}} \qquad 47$$

F ist also in Hektar die Größe der Fläche, welche den Drain vom Durchmesser D Meter füllt.

Nimmt man als kleinste zulässige Geschwindigkeit in den Drains $v = 0{,}225$ bzw. $v = 0{,}300$, so erhält man mit Gl. 45:

$$J_{min} = 0{,}000127 : D \quad \text{bzw.} \quad J_{min} = 0{,}000225 : D \qquad 48$$

wo D in Metern gegeben ist. Hiernach ist die folgende für Sauger und Sammler geltende Tabelle berechnet.

Tabelle 40.

D mm	40	50	65	80	100	130	160	180	210	250
J_{min} für $v = 0{,}225$	0,00318	0,00254	0,00195	0,00159	0,00127	0,00098	0,00079	0,00071	0,00060	0,00051
Q sl	0,28	0,44	0,75	1,13	1,77	2,99	4,52	5,73	7,80	11,04
F ha	0,44	0,68	1,15	1,74	2,72	4,58	6,97	8,82	11,98	17,01
J_{min} für $v = 0{,}30$	0,00563	0,00451	0,00346	0,00281	0,00225	0,00173	0,00141	0,00125	0,00107	0,0009
Q sl	0,38	0,59	1,00	1,50	2,36	3,98	6,03	7,64	10,37	14,70
F ha	0,58	0,91	1,53	2,31	3,63	6,13	9,29	11,72	15,95	22,65

Über 150—200 m Stranglänge geht man nicht gern hinaus.

Bei Sammlern und Saugern vermeidet man womöglich starke Geschwindigkeitswechsel beim Übergang von einem Durchmesser zum anderen.

Die Berechnung der Sammler beginnt man am obersten Ende mit dem auf den Saugerdurchmesser folgenden nächstgrößeren Durchmesser und erhöht diesen jeweils an der Stelle, an welcher er weiteren Zufluß nicht mehr aufnehmen kann. Ist Q die Differenz zwischen der Leistungsfähigkeit zweier aufeinander folgenden Sammler, q der Zufluß pro Hektar, so ist die infolge Durchmesservergrößerung entwässerbare Fläche

$$F = \frac{Q}{q}$$

Eine bequeme Tafel zur Berechnung von Drainagen ist die Gerhardtsche (Berlin, Verlag von J. Springer, M. 0.25), vgl. Deutsche Bauz. 1888, S. 556, s. auch Zeitschr. d. österr. Archit.- und Ing.-Ver. 1893, S. 89.

Literatur zu Kapitel IV: 1, 4, 7, 11, 14, 16, 22, 30, 32, 33, 37, 38, 42, 43, 44, 49, 51, 52, 58, 60, 61, 64, 66, 74, 78, 84, 94, 95, 96, 97, 101, 109, 112, 114, 118, 120, 125, 126, 146, 153, 154, 158, 163, 167, 168.

Kapitel V.

Beurteilung der empirischen Gleichungen über Wasserbewegung.

---

§ 29. Vergleich der verschiedenen Koeffizienten.

1. m und n der Kutterschen Formeln.

Es ist manchmal von Wert, den Koeffizienten m zu kennen, der bei $J = 0{,}0005$ einem gegebenen n entspricht. In der folgenden Tabelle ist deshalb für 4 Werte von n und eine Reihe von Profilradien das zugehörige m berechnet nach der aus Gl. 1 und 2 von § 10 (S. 19) erhaltenen Formel:

$$m = \frac{100 \cdot n\,(26\,n + \sqrt{P})}{26\,n + 1} - \sqrt{P} \qquad 1$$

Tabelle 41. Vergleich der Werte n und m für $J = 0{,}0005$.

$P =$ \ $n =$	0,020	0,025	0,030	0,035
0,50	0,91	1,35	1,81	2,26
1,00	1,00	1,50	2,00	2,50
1,50	1,07	1,62	2,15	2,69
2,00	1,13	1,71	2,28	2,84
2,50	1,18	1,80	2,39	2,98
3,00	1,23	1,88	2,50	3,11
3,50	1,27	1,96	2,59	3,22
4,00	1,32	2,05	2,68	3,33

2. m nach Kutter und c nach Bazin.

Durch Gleichsetzen erhält man:

$$\frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{P}}} = \frac{100\sqrt{P}}{m + \sqrt{P}} \qquad 2$$

oder
$$87\,m + 87\sqrt{P} = 100\sqrt{P} + 100\,c$$

woraus
$$c = 0{,}87\,m - 0{,}13\sqrt{P} \qquad 3$$

Die folgende Tabelle gibt bequeme Vergleiche beider Koeffizienten. Ihre Werte dürften viele überraschen.

Tabelle 42.

Vergleich der Werte *m* (Kutter) und *c* (Bazin) für verschiedene *P*.

m \ *P*	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,40	1,60
0,12	0,063	0,046	0,033	0,022	0,012	0,004	—	—	—	—	—	—	—
0,15	0,089	0,072	0,059	0,048	0,039	0,030	0,022	0,014	0,007	0,001	—	—	—
0,20	0,133	0,116	0,103	0,092	0,082	0,073	0,065	0,059	0,051	0,044	0,032	0,020	0,010
0,25	0,177	0,129	0,146	0,135	0,125	0,116	0,108	0,101	0,094	0,087	0,075	0,063	0,053
0,35	0,263	0,246	0,233	0,222	0,213	0,204	0,196	0,188	0,181	0,175	0,162	0,151	0,140
0,45	0,350	0,333	0,321	0,309	0,299	0,290	0,282	0,275	0,268	0,261	0,249	0,237	0,237
0,55	0,437	0,420	0,408	0,396	0,381	0,377	0,369	0,362	0,355	0,348	0,336	0,324	0,314
0,75	0,609	0,592	0,579	0,568	0,558	0,549	0,541	0,534	0,527	0,520	0,508	0,496	0,486
1,00	0,829	0,812	0,799	0,788	0,778	0,769	0,761	0,754	0,747	0,740	0,728	0,716	0,706
1,25	1,044	1,027	1,014	1,003	0,993	0,984	0,976	0,969	0,962	0,955	0,943	0,931	0,921
1,50	1,264	1,247	1,234	1,223	1,213	1,204	1,196	1,189	1,182	1,175	1,163	1,151	1,141
1,75	1,481	1,464	1,452	1,440	1,430	1,421	1,413	1,406	1,399	1,392	1,380	1,368	1,358
2,00	1,699	1,692	1,669	1,658	1,648	1,639	1,631	1,624	1,617	1,610	1,598	1,586	1,576
2,50	2,129	2,112	2,099	2,088	2,078	2,069	2,061	2,054	2,049	2,040	2,028	2,016	2,006

3. Formeln von Bazin (alt und neu) und von Biel.

Tabelle 43.

Bazin (alt)		Bazin (neu)	Biel
a	*b*	*c*	*f*
0,00015	0,0000045	0,06	0,018
0,00019	0,0000133	0,16	0,054
0,00024	0,00006	0,46	0,18
—	—	0,85	0,29
0,00028	0,00035	1,30	0,50
—	—	1,75	0,75
0,0004	0,0007	—	0,90

Mittels der Gleichung $c = 0{,}87\,m - 0{,}13\,\sqrt{P}$ läßt sich auch *f* indirekt mit *m* vergleichen.

4. Das schweizerische hydrometrische Bureau hat für drei Wasserläufe

I. den Rhein bei Rheinfelden,

II. die Rhone bei Turtmann,

III. einen Kanal bei Hochfelden,

die verschiedenen Formeln miteinander und mit den Messungen verglichen. Es wurden folgende Maße erhoben:

	I	II	III
B	159,90	39,50	6,48
T mittlere Tiefe	2,645	0,483	0,656
J	0,000180	0,001701	0,000950
P	2,631	0,472	0,597
F	422,909	19,093	4,252
U	160,75	40,43	7,12

Verwendet wurden folgende Koeffizienten:

1. für die ältere Darcy-Bazinsche Formel

$b = 0{,}00050$ 0,00070 0,00020

$a = 0{,}00034$ 0,00040 0,00026

2. für Kutter-Ganguillet

$n = 0{,}025$ 0,030 0,022

3. für Bazin (neue Formel)

$\gamma = 1{,}40$ 1,75 0,85

4. für Siedek:

$w =$ — 1,50 1,40

Die Schätzungen waren wohl durch die vorherige Kenntnis der Messungsresultate günstig beeinflußt. Es ergaben sich folgende Resultate:

Tabelle 44.

Methode	*v*, *Q*	I	II	III
I. Darcy-Bazin . . .	*v*	0,946	0,654	0,972
	Q	400,072	12,487	4,133
II. Gang.-Kutter . . .	*v*	1,059	0,789	0,987
	Q	447,861	15,064	4,197
III. Bazin (neu) . . .	*v*	1,018	0,694	0,986
	Q	430,521	13,251	4,192
IV. Siedek	*v*	0,917	0,691	0,631
	Q	387,808	13,193	2,683
V. Christen	*v*	0,852	0,859	0,925
	Q	360,318	16,401	3,933
Direkte Messung .	*v*	1,021	0,647	0,819
	Q	431,369	12,358	3,482

Tabelle 45.

Formel	n Anzahl Messungen	$\Sigma(\Delta)$	$\frac{\Sigma(\Delta)}{n}$	$\Sigma(+\Delta)$	$\Sigma(-\Delta)$	Anzahl Messungen mit		$\Sigma(\Delta^2)$	$\sqrt{\frac{\Sigma(\Delta^2)}{n}}$	$\Sigma\left[\frac{100\cdot\Delta}{v}\right]$	$\frac{\Sigma\left[\frac{100\cdot\Delta}{v}\right]}{n}$
		m	m	m	m	$+\Delta$	$-\Delta$	m^2	m	%	%
Bazin . . .	118	28,05	0,238	25,33	2,72	88	30	12,3051	0,323	3089,7	26,18
Siedek . . .	163	29,39	0,180	12,27	17,12	65	98	8.5662	0,229	3487,6	21,40
Christen . . .	163	45,82	0,281	9,01	36,81	54	109	20,0476	0,351	4365,1	26,78
Lindboe . . .	163	25,43	0,156	13,72	11,71	82	81	6,5089	0,200	3005,0	18,44

Tabelle 46.

Formel	Absolute Anzahl d. Mess. n_1 mit einem Fehler				Prozentuale Anzahl d. Mess. $\frac{100\,n_1}{n}$ % für einen Fehler				Absolute Anzahl d. Mess. n_2 mit einem proz. Fehler $\frac{100\,\Delta}{v}$ %				Prozentuale Anzahl d. Mess. $\frac{100\,n_2}{n}$ % f. einen proz. Fehler $\frac{100\,\Delta}{v}$ %			
	$\Delta \overline{\overline{<}}$ 5 cm	$\Delta =$ 5,1—10	$\Delta =$ 10,1—20	$\Delta =$ > 20 cm	$\Delta \overline{\overline{<}}$ 5 cm	$\Delta \overline{\overline{<}}$ 10	$\Delta \overline{\overline{<}}$ 20	Δ > 20 cm	$\overline{\overline{<}}$ 5 %	5,1—10	10,1—20	> 20 %	$\overline{\overline{<}}$ 5 %	$\overline{\overline{<}}$ 10 %	$\overline{\overline{<}}$ 20 %	> 20 %
Bazin	26	14	25	53	22,0	33,9	55,1	44,9	19	16	31	52	16,1	29,7	55,9	44,1
Siedek . . .	32	33	39	59	19,6	39,9	63,8	36,2	37	28	38	60	22,7	39,9	63,2	36,8
Christen . . .	22	81	18	96	13,5	24,5	41,1	58,9	17	14	35	97	10,4	19,0	40,5	59,5
Lindboe . . .	34	30	61	88	20,9	39,3	76,7	23,8	30	43	46	44	18,4	44,8	73,0	27,0

5. In seiner Abhandlung führt L i n d b o e interessante Vergleiche zwischen seiner Gleichung und den Formeln von B a z i n (1897), S i e d e k und C h r i s t e n (allerdings hier mit dem älteren Koeffizienten 6,03 statt 7,00) durch. Er benutzt dabei eine Arbeit von B l o m q u i s t.

Ist Δ die Differenz zwischen der gemessenen mittleren Geschwindigkeit v und der gerechneten Geschwindigkeit v_1

$$\Delta = v_1 - v \qquad 4$$

so ist der sogenannte mittlere Fehler bei n mit einer und derselben Formel durchgeführten Geschwindigkeitsberechnungen

$$\sqrt{\frac{\Sigma\,[\Delta^2]}{n}} \qquad 5$$

Der Fehler einer einzelnen Berechnung ist in Prozenten

$$\frac{100 \cdot \Delta}{v}\,\% \qquad 6$$

und der durchschnittliche prozentuale Fehler bei n Berechnungen

$$\frac{\Sigma\left[\frac{100\,.\,\Delta}{v}\right]}{n}\,\% \qquad 7$$

Die nebenstehende Tabelle 45 enthält diese Vergleichswerte für eine größere Anzahl von Messungen.

Der Wert $\gamma = 1{,}30$, mit welchem die Berechnungen nach B a z i n durchgeführt wurden, ist augenscheinlich in vielen Fällen zu klein, da dem Wert $\Sigma\,(\Delta) = 28{,}05\ m$ nur $\Sigma\,(-\Delta) = 2{,}72$ m gegenübersteht. Am günstigsten ist das Verhältnis bei L i n d b o e und S i e d e k, bei C h r i s t e n ergibt $\Sigma\,(\Delta) = 45{,}82$ gegenüber von $\Sigma\,(-\Delta) = 36{,}81$ zu kleine Werte seiner a l t e n Formel (mit 6,03 statt 7,00). In bezug auf die durchschnittlichen Fehler der einzelnen Rechnung folgen die verschiedenen Formeln nach abnehmender Güte: L i n d b o e, S i e d e k, B a z i n, C h r i s t e n.

Die Einzelbeurteilung der vier Formeln erleichtert L i n d b o e durch nebenstehende Tabelle 46, woraus sich wieder die Überlegenheit der L i n d b o e schen Formel ergeben würde.

§ 30. Kritik der Formeln mit Rauhigkeitskoeffizienten bei Berechnung offener Wasserläufe.

Gegen die Verwendung der Formeln mit Rauhigkeitskoeffizienten bei den Berechnungen a n o f f e n e n W a s s e r l ä u f e n, namentlich solchen mit starken Schwankungen im Wasserstand, ist eine Reihe von Einwendungen zu erheben.

1. Alle Unregelmäßigkeiten im Wasserabfluß beeinflussen die Größe n in nicht im einzelnen genau feststellbarer Weise. Man sollte also von der

Einführung von Rauhigkeitskoeffizienten absehen, zumal der Gesamteinfluß aller Störungen bei empirisch gewonnenen Formeln in dem gemessenen Wasserspiegelgefälle in die Erscheinung tritt.

2. Die Größe n ändert sich in unregelmäßiger, nicht genau bestimmbarer Weise mit der Wassermenge bzw. der Wassertiefe. Versuche zeigen, daß n mit wachsender Tiefe meist zunimmt, doch sind auch schon Abnahmen beobachtet worden (vgl. Tabelle 47). Außerdem schwankt n schon in verschiedenen ganz nahe beieinander liegenden Profilen.

Unter sonst gleichen Umständen ist bei breiten Betten der Rauhigkeitseinfluß der Wände klein, der Sohle groß, bei schmalen, tiefen Betten liegen die Verhältnisse umgekehrt.

3. Geringe Versehen in der Annahme von n haben große Änderungen für den Koeffizienten k und damit die Größe v im Gefolge (vgl. die Tabellen).

4. Es fehlt genügender Anhalt zur Berechnung des Koeffizienten n, seine Ermittlung durch Schätzung ist besonders bei nicht ganz landläufigen Profilen Zufallssache.

Es ist sehr selten möglich, von einem Gewässer bezüglich der Wahl von n auf ein anderes zu schließen, da man die Konstituenten von n nicht genau kennt.

5. Die Form der Formeln für k ist für die Praxis, insbesondere die logarithmische Berechnung unbequem.

6. Auch vom physikalisch-mechanischen Standpunkt lassen sich die Kutterschen usw. Formeln beanstanden (vgl. Möller, Grundriß des Wasserbaus II, S. 55).

7. Gegen die Verwendung des Profilradius speziell ist anzuführen, daß er ein Gerinne nur ungenügend charakterisiert.

Dies zeigt sich am deutlichsten bei der Berechnung zusammengesetzter Profile (§ 16), wobei man je nach der Anordnung der Rechnung verschiedene Durchflußmengen erhalten kann.

8. Die Berechnung des Rauhigkeitskoeffizienten wird stark beeinflußt durch etwaige Fehler in der Bestimmung des Spiegelgefälls. Beträgt dieser Fehler auf 100 m Flußlänge a m, so erhält man statt des wahren Werts $k = v : \sqrt{P \cdot J}$ den fehlerhaften Wert $k = v : \sqrt{P\left(J \pm \frac{a}{100}\right)}$, d. h. wenn die Gefällsmessung einen zu großen Wert ergab, so wird der Wert von k zu klein und umgekehrt. Der Fehler ist recht beträchtlich.

Diese Erwägungen werden mehr und mehr dazu führen, daß die Gleichungen mit Rauhigkeitskoeffizienten nicht mehr zur Berechnung natürlicher,

namentlich größerer Wasserläufe benutzt werden. So hat das K. K. Hydrographische Zentralbureau in Wien die Verwendung der Kutterschen Formel bei hydrometrischen Arbeiten untersagt, mit Ausnahme derjenigen Fälle, wo es sich um die Berechnung von Zwischenpunkten der Abflußkurven von Wasserläufen handelt, oder wo die Werte *n* durch Messung von vornherein bekannt sind.

§ 31. Erfahrungswerte zu einzelnen Formeln.

A. Koeffizient *n* nach Kutter.

1. Wie unzuverlässig die Schätzung der *n*-Werte ausfallen muß, geht wohl am besten aus der folgenden Zusammenstellung gemessener Werte hervor.

Tabelle 47.

Messungsort		$n =$
Neckar bei Untertürkheim $Q = 13{,}4$ cbm bei gemitt.	NW.	0,079
$Q = 34{,}7$ „ „ „	MN.	0,011
Rems, Neckarrems 2 Messungen $Q = 9{,}6$ und 2,0	entsprachen die Werte	0,0566; 0,0180
Enz, Bietigheim 3 Messungen $Q = 5{,}8$; 21,3; 98,5	entsprachen die Werte	0,0220; 0,0250; 0,0240
Nagold *n* an verschiedenen Orten schwankend	zwischen den Werten	0,0290; 0,0350; 0,0390; 0,0490
Donau, Eisenbahnbrücke Ulm, 3 Messungen $Q = 62{,}1$; 88,5; 137,3	entsprachen die Werte	0,0390; 0,0270; 0,0210
Aach bei Zwiefaltendorf, 2 Messungen $Q = 1{,}19$ und 1,69	entsprachen die Werte	0,0430; 0,0630
Stehenbach bei Rothenacker, 2 Messungen $Q = 0{,}38$ und 1,69	entsprachen die Werte	0,0910; 0,0590

An der Moldau unterhalb von Prag fand man *n* auffallend hoch zwischen 0,03 und 0,035 liegend ($Q \backsim 60$ cbm, $F \backsim 60$ qm, $J = 0{,}0008$). Nach neueren Elbmessungen nimmt dort *n* stromabwärts zu, trotz Abnahme der Geschiebegröße.

Wie sehr der Wert *k* von der Wahl von *n* abhängig ist, zeigt die folgende Zusammenstellung der Werte von *k* für verschiedene *P*.

P	J	n = 0,03	n = 0,025	n = 0,02	n = 0,015
1,0	für jedes J	33	40	50	67
2,0	J = 0,0005	38	45	55	72
3,0	J = 0,0005	41	48	58	76
4,0	J = 0,0005	42	49	59	77

Die folgende Tabelle Nr. 48 dürfte wenigstens einige Anhaltspunkte zur Bestimmung von n, m und c geben. Die beiden letzten Werte sind aus den Werten von k und P berechnet. Das Verständnis der Werte wird durch die Fig. 21—34 erleichtert.

Anm. Ist ein offenes Profil stellenweise mit hohem Gras oder Buschwerk bewachsen, so scheidet diese Zone für die Berechnung des Querschnitts aus, wenn in ihr keine nennenswerte Wasserbewegung stattfindet. Man muß eventuell für den Graswuchs einen Zuschlag zur berechneten Breite und Tiefe machen. Verkrautung beeinflußt den Pegelstand bei gleichbleibender Wassermenge oft sehr bedeutend.

Tabelle 48. **Gemessene Werte von**

Lfd. Nr.	Gewässer	Abbildung im Text	1 b	2 t_{max}	3 F	4 U
1.	Vorderrhein bei Ilanz	—	23,0	0,70	8,84	23,67
2.	„ „ „	21	39,6	0,67	14,585	40,29
3.	Nolla bei Thusis	—	2,0	0,20	0,342	2,29
4.	Abflußkanal des Albulatunnels	—	0,6	0,41	0,237	1,35
5.	Abflußkanal des Simplontunnels (Iselle) .	22	1,005	0,444	0,434	1,868
6.	Ob.-W.-Kanal. Kraftw. Rheinfelden . .	23	55,730	4,673	228,583	60,60
7.	Rhein unterhalb Kraftw. Rheinfelden .	24	159,90	3,896	422,909	160,75
8.	Taverbach, Simplon	25	2,21	0,253	0,511	2,64
9.	Rhone bei Zehnhäusern	26	14,69	1,181	10,938	15,92
10.	Simme bei Wimmis	27	17,65	0,758	10,006	18,34
11.	Mühlebach bei Burgdorf	28	3,63	0,748	2,662	5,01
12.	Kanal des städt. Elektrizitätswerks Aarau	29	15,89	2,789	37,622	18,66
13.	Kanal der Fabrik Festi Rasini	30	10,55	3,243	23,459	13,18
14.	Rhein bei Nol unterhalb Rheinfall . .	31	88,30	6,32	318,83	89,95
15.	Rhein bei Mastrils (Tandisbrücke) I . .	32	86,90	5,36	268,13	89,41
	II . .	—	84,20	4,64	206,28	86,33
16.	Sitterstollen (Kubelwerk)	33	1,51	1,523	2,761	4,71
	„ „	—	1,80	1,308	2,401	4,19
	„ „	—	1,97	1,005	1,825	3,56
	„ „	—	1,98	0,753	1,333	3,06
	„ „	—	1,89	0,385	0,622	2,30
17.	Iller bei Kellmünz (Hochw. vom 16. Juli 1910)	34	74,5	5,60	280	75,70

2. Vom Wiener Stadtbauamt wurden Versuche an Leitungen von $D = 940$ und $D = 869$ mm ausgeführt (Zeitschr. d. österr. Archit.- und Ing.-Ver. 1907, S. 461). Man erhielt $\lambda = 0{,}001825$, welche Zahl in die Reihe hineinpaßt, die Fanning für weite, schmutzige Leitungen erhalten hatte. Die folgende Tabelle gibt die Fanningschen Werte und zum Vergleich damit die λ-Werte mit $m = 0{,}25$ und $m = 0{,}35$ (Kutter). Alle λ-Werte sind mit 1000 multipliziert. Die Fanningschen Zahlen können als allerungünstigste Werte gelten.

Tabelle 49.

D mm	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100
1000 · λ (Fanning)	4,0	3,1	2,7	2,5	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9	1,8	1,7
1000 · λ (0,25)	4,3	2,9	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,6	1,5	1,5	1,4
1000 · λ (0,35)	6,7	4,3	3,4	2,9	2,6	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9	1,8

Rauhigkeitskoeffizienten

5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
P	Q	v	$v_{o\,max}$	$v_{s\,max}$	$\frac{v}{v_{o\,max}}$	J	k	n	m	c (Bazin)
0,373	5,67	0,641	1,060	—	0,60	0,002950	19,32	0,0396	2,56	2,14
0,362	11,74	0,805	1,372	—	0,59	0,002390	27,37	0,0288	1,62	1,34
0,149	0,24	0,702	—	—	—	0,011222	17,17	0,0342	1,88	1,57
0,176	0,244	1,030	—	—	—	0,005050	34,56	0,0201	0,79	0,64
0,232	1,122	2,586	3,12	1,87	0,84	0,007036	64,06	0,0126	0,27	0,17
3,772	455,536	1,993	2,54	1,40	0,79	0,000234	67,08	0,0179	—	0,23
2,631	431,369	1,020	1,75	0,90	0,58	0,000180	46,87	0,0258	—	1,36
0,194	0,171	0,335	0,65	0,30	0,53	0,001746	18,20	0,0350	1,97	1,67
0,687	5,974	0,546	0,96	0,54	0,57	0,000368	34,34	0,0268	—	1,27
0,546	6,199	0,620	0,99	0,46	0,62	0,000180	19,78	0,0429	—	2,51
0,531	2,701	1,015	1,14	0,92	0,90	0,001775	33,06	0,0264	1,47	1,19
2,016	38,136	1,014	1,34	0,52	0,75	0,000120	65,19	0,0173	—	0,48
1,78	23,746	1,012	1,29	0,76	0,78	0,000057	100,47	0,0109	—	—
3,54	449,13	1,41	2,22	—	0,66	0,000249	47,42	0,0265	—	1,57
3,00	1095,47	4,09	5,43	—	0,75	0,005000	33,37	0,0373	3,46	2,78
2,39	700,15	3,39	4,85	—	0,70	0,003780	35,72	0,0331	2,78	2,21
0,586	4,135	1,498	1,72	1,19	0,87	0,000555	83,07	0,0113	0,16	0,036
0,573	3,480	1,449	1,67	1,16	0,87	0,000555	81,25	0,0115	0,17	0,054
0,513	2,457	0,346	1,54	1,12	0,88	0,000555	79,77	0,0115	0,18	0,065
0,436	1,604	1,203	1,38	1,14	0,87	0,000555	77,33	0,0116	0,19	0,083
0,270	0,547	0,879	1,04	0,80	0,86	0,000555	71,81	0,0115	0,20	0,110
3,69	1080	3,85	—	—	—	0,0022	42,8	0,029	2,55	1,98

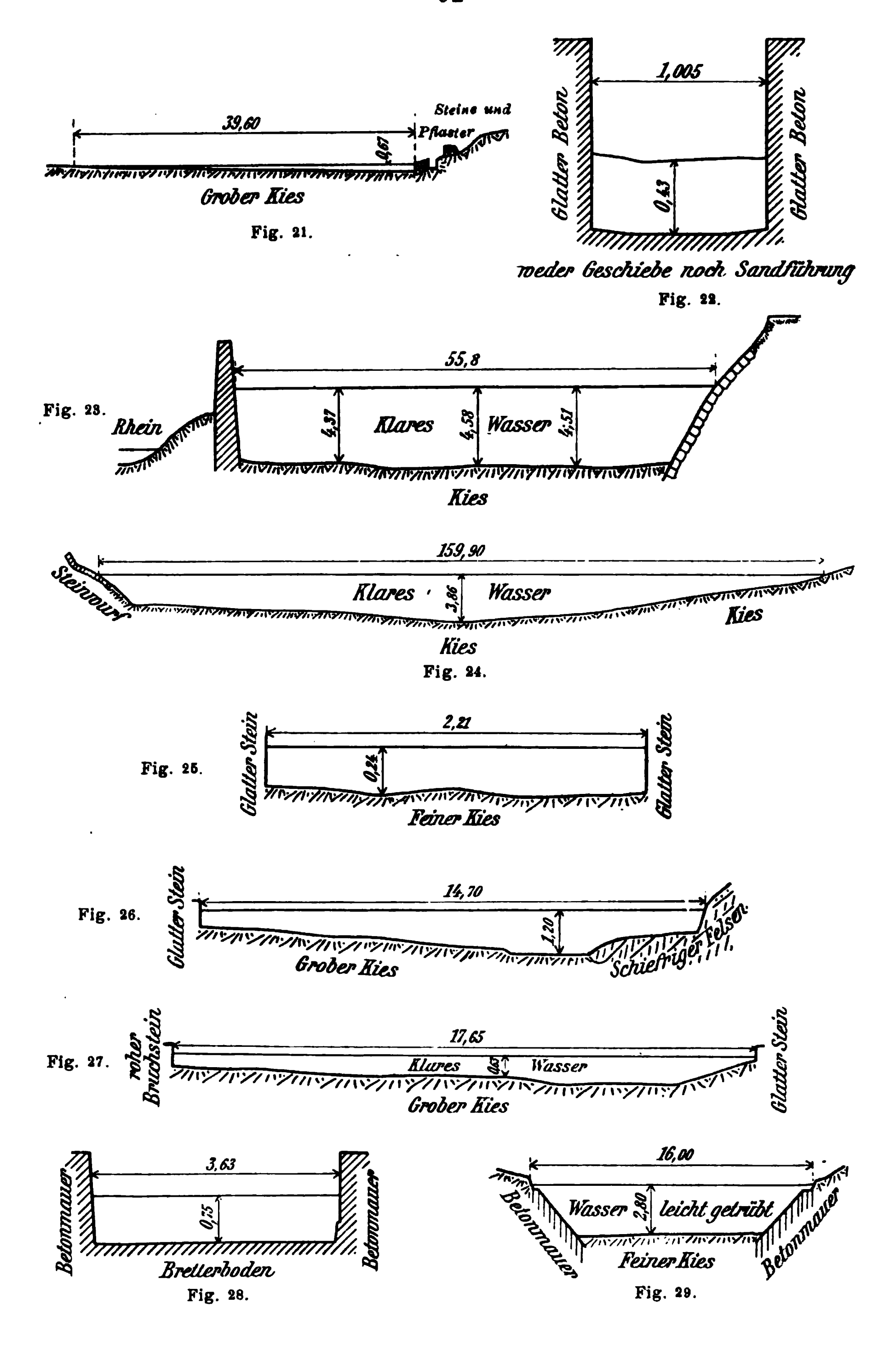


Fig. 21.

Fig. 22.

Fig. 23.

Fig. 24.

Fig. 25.

Fig. 26.

Fig. 27.

Fig. 28.

Fig. 29.

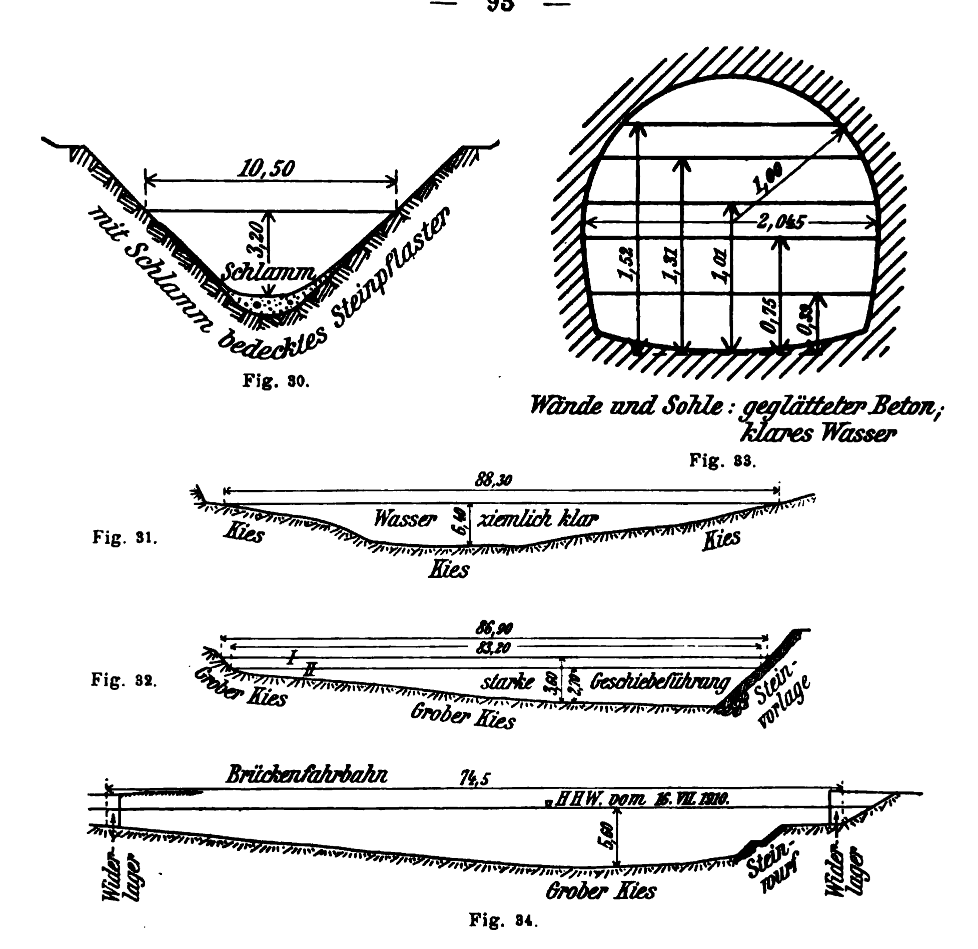


Fig. 30.

Fig. 31.

Fig. 32.

Fig. 33.

Fig. 34.

In Engineering News vom 6. Juni 1907 werden auf Grund von Versuchen in Südkalifornien nachstehende Werte des Koeffizienten n empfohlen.

Für offene Gerinne aus glattem Mauerwerk oder Zement	$n = 0{,}018$
Für ausbetonierte Stollen oder bedeckte gemauerte Leitungen	$n = 0{,}014$
Für Stahlrohre mit nicht versenkten Nietköpfen	$n = 0{,}016$
Für Erdkanäle, deren Sohle nach dem Ausbaggern nicht geglättet wurde	$n = 0{,}0275$

Über Messungen am Susquehanna, die $n = 0{,}05$ (!) ergaben, s. Eng. News 1904 (52), S. 104.

B. Koeffizient m nach Kutter.

Bei der Wahl des Koeffizienten m wird man nicht unter 0,20 heruntergehen, wenn man nicht sicher ist, daß die glatten Flächen sich auch

dauernd in diesem Zustand halten. Grebenau fand die Koeffizienten unter X—XII als für geschiebeführende Wasserläufe nicht zuverlässig.

Nach Heyd fand man in Hamburg und Karlsruhe

für Ziegelmauerwerk $m = 0{,}45$ (wird in Hamburg benutzt),
für Steinzeugrohre $m = 0{,}27$

Auf der Quelleitung von Ranna nach Nürnberg wird $Q = 390$ sl in gußeisernen Rohren mit $D = 1000$ und 900 mm transportiert, welche mit $m = 0{,}27$ dimensioniert wurden. Bei einem in verputztem Beton ausgeführten Stollen für $Q = 620$ derselben Anlage wurde $m = 0{,}45$ gewählt.

Heyd hat m in reingehaltenen Kanälen nie größer als 0,25 gefunden (Ge 1908, S. 385). Bei zähflüssigem Abwasser(ohne Regen) dürfte m höchstens 0,35 betragen.

C. Bazinsche Koeffizienten.

1. Beim Walchenseeprojekt hat die Firma Grün & Bilfinger bei der Berechnung eines Stollenquerschnitts von $F = 6{,}064$ qm für die Bazinsche Formel die Werte $c = 0{,}121$ und $c = 0{,}470$ gewählt, letzteren für den Fall, daß mit der Zeit durch Ablagerungen sich die Rauhigkeit wesentlich vermehren sollte. Der erste Wert erscheint zu klein.

Beim Ägeriseeprojekt sind Profile aus Mauerwerk und aus Beton mit $F \backsim 12$ ($h \backsim 2{,}3$; $b \backsim 3{,}1$ m); $U \backsim 12$; $P \backsim 1$; $J = 0{,}001$; $Q \backsim 15$ cbm mit $c = 0{,}22$ berechnet.

2. Der Wert $c = 1{,}30$ ergibt sich nach Lindboe in sehr vielen Fällen natürlicher Gewässer als zu klein.

3. Tolkmitt bemängelt, daß die Koeffizienten c sich allzu sprunghaft ändern.

4. Die Formel von Bazin läßt nach Siedek bei großen Breiten und Tiefen in ihrer Verwendbarkeit nach, soll aber im übrigen mit der Wirklichkeit besser übereinstimmen als die Kutter-Ganguilletschen Formeln. Nach Lindboe soll die Bazinsche Formel für große Werte von $t \cdot J$ viel zu hohe Geschwindigkeiten ergeben.

5. In seiner kritischen Besprechung der Formel empfiehlt Gravelius [69] den Praktikern, sich in erster Linie der Bazinschen Formel zuzuwenden.

6. An einem betonierten Stollen von nebenstehender Form der New Yorker Wasserversorgung sind Ergiebigkeitsversuche angestellt worden. Er lieferte 5 % weniger, als vorausberechnet war. Das Spiegelgefälle betrug $J = 0{,}00013257$, die Wassertiefen schwankten zwischen 0,58 und 3,92 m. Man erhielt für die Formel $v = k\sqrt{P \cdot J}$ nachstehende Werte von k, wobei,

wie in der Quelle, die Vergleichswerte nach Bazin für Quadermauerwerk beigesetzt sind.

P	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10	1,20
k (Versuch):	56,7	63,1	65,5	68,8	70,5	72,5	73,5	74,0	74,1
k (Bazin):	62,4	64,1	65,3	66,9	67,9	69,2	69,9	70,3	70,5

Die nachstehende Formel

$$v = 68{,}4 \cdot P^{0{,}56} \cdot \sqrt{J}$$

wurde empirisch aufgestellt. Ihre Werte wichen um höchstens 0,6 % von den Messungen ab (Zeitschr. f. Gasbel. u. Wasservers. 1896, S. 241).

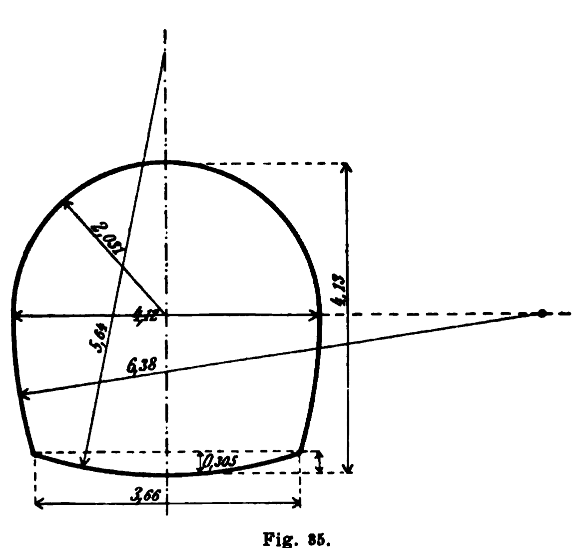


Fig. 85.

7. Nach Heyd fand man in Mainz mit Schwimmstäben (!) für die alte Bazinsche Formel an Kanälen:

$a = 0{,}00017 \quad b = 0{,}000084$

8. An der Moldau unterhalb von Prag fand man sehr genau (Österr. Wochenschr. 1905, S. 406):

$$a = 0{,}0004 \qquad b = 0{,}0007$$

Es war $Q \backsim 60$ cbm, $F \backsim 60$ qm, $J = 0{,}0008$.

D. Koeffizient ζ.

1. Die im Jahre 1908 fertiggestellte zweite Druckleitung vom Bodensee nach St. Gallen hat bei 9800 m Gesamtlänge vier verschiedene Durchmesser von 350—450 mm (Schweiz. Bauz. Bd. 55, 1910, S. 7). Die Leitung fördert weiches, reines Bodenseewasser. Ein Jahr nach Fertigstellung wurde die Anlage geprüft. Man erhielt in den vier verschiedenen Durchmessern als mittlere Reibungskoeffizienten in der Gleichung

$$h = \zeta \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

für $Q =$	67	84	100	sl
$\zeta =$	0,0261	0,0227	0,0197	

Ein Vergleich mit der Langschen Formel

$$\zeta = 0{,}02 + 0{,}0018 \cdot \frac{1}{\sqrt{v \cdot D}}$$

ergibt folgende Zusammenstellung, wenn man auch mit der Langschen Formel Mittelwerte zwischen $D = 350$ und $D = 450$ bildet.

Tabelle 50.

Q l pro Minute	v		Mittelwert von ζ	
	$D = 350$	$D = 450$	nach Lang	nach Messung
6061	1,05	0,64	0,0232	0,0197
5106	0,89	0,54	0,0248	0,0227
4055	0,71	0.43	0,0257	0,0261

Danach weicht für größere Geschwindigkeiten der ζ-Wert nach Lang von dem gemessenen ab. Es ist aber zu bedenken, daß die Rohre wohl nur geringe innere Belegung hatten.

2. Bei einer Wasserleitung für Newark und New Jersey (N. Y.) wurde eine schmiedeiserne Rohrleitung verlegt. Die zylindrischen Rohrschüsse waren 2,14 m lang und griffen mit Überlappung teleskopartig ineinander ein, so daß jeder zweite Schuß den Durchmesser von 1,22 auf 1,20 m verengte. Die einreihigen Nieten waren nicht versenkt. Den rechnungsmäßigen Durchmesser nahm man unvorsichtigerweise zu 1,22 statt 1,20 m an und ferner in der Formel

$$h = \zeta \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

viel zu klein $\zeta = 0{,}0125$. Die Leitung lieferte statt der berechneten 2190 sl nur 1533 sl, womit sich $\zeta = 0{,}026$ ergab (Ga 1896, S. 269).

Man sollte längere Rohrschüsse und versenkte Nietköpfe verwenden, auch den rechnungsmäßigen Rohrdurchmesser vorsichtig annehmen (vgl. Nr. 3).

Die genannte Quelle bringt einige weitere Messungsergebnisse.

1. Boston: Neue, 1,22 m weite gußeiserne, glatte, asphaltierte Leitung mit sehr schwachen Kurven . . . . $\zeta = 0{,}0130$
2. New Jersey: Neue, 0,58 m weite gußeiserne, asphaltierte Leitung mit vielen Winkeln und Krümmern . . . . . $\zeta = 0{,}0184$
3. Holyoke: 2,62 m weites, schmiedeisernes, genietetes Rohr mit überlappten Verbindungen . . . . $\zeta = 0{,}0306$
4. Rochester: Neue teils gußeiserne, teils schmiedeiserne Leitung von 610 und 914 mm Weite . . . . $\zeta = 0{,}0152$

Eine große Anzahl von Ergebnissen gibt Fanning in [44], von welchen die folgenden angeführt seien für alte unter Druck befindliche Leitungen:

$D = 0{,}407$ m	$v = 4{,}42$ m	$\zeta = 0{,}01969$
$= 0{,}407$	$= 1{,}60$	$= 0{,}02222$
$= 0{,}763$	$= 0{,}54$	$= 0{,}02367$

Viel benutzt wurde in Amerika früher die Darcysche Formel, in welcher für glatte Leitungen:

$$\zeta = 0{,}01989 + \frac{0{,}0005078}{D} \qquad (\text{für } d < 0{,}5 \text{ m}).$$

Für rauhe Leitungen empfiehlt Darcy etwas willkürlich, den doppelten Wert von ζ zu verwenden.

3. Nach Rheinhards Kalender fand für schmiedeiserne, genietete Rohre H. Smith in N.-Bloomfield in der Gleichung

$$h = \zeta \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

beim Fehlen von Inkrustationen und gezogenen Rohren für $D = 0{,}013$—$0{,}375$ m:

$$\zeta = 0{,}0132 + \left(0{,}009 + \frac{0{,}00014}{D}\right) \frac{1}{\sqrt{v}}$$

bei starker Inkrustation:

$$\zeta = 0{,}0258 + \left(0{,}009 + \frac{0{,}00014}{D}\right) \frac{1}{\sqrt{v}}$$

Nach Kuichling soll man genieteten Rohren wegen der Nietköpfe und Überlappungen bei gleicher Liefermenge einen um 8 % größeren Durchmesser geben als gußeisernen Rohren. Dagegen besitzen nach seiner Ansicht geschweißte Rohre gleiche Förderfähigkeit wie gußeiserne.

4. Amerikanische Versuche mit
einer genieteten Stahlblechrohrleitung von $D = 1800$ mm
und einer Holzrohrleitung von $D = 1840$ mm
sind in Le Génie civil T. 36 (1899/1900), S. 151 beschrieben. Es wurden 29 bzw. 22 Beobachtungen durchgeführt und die Gleichungen

$$v = k\sqrt{P \cdot J} \quad \text{und} \quad h = \zeta \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

zugrunde gelegt. Man erhielt die in der folgenden Tabelle niedergelegten Werte, wobei zu beachten ist, daß alle Längenmaße (auch in den Formeln) in englischem Fuß (= 0,305 m) ausgedrückt sind.

Tabelle 51.

v in engl. Fuß	Stahlleitung		Holzleitung	
	k	ζ	k	ζ
0,5	110	0,0205	—	—
1,0	110	0,022	97	—
1,5	111	0,021	108	0,022
2,0	110	0,0215	115	0,0185
2,5	108	0,023	119	0,018
3,0	108	0,022	122	0,017
3,5	110	0,021	124	0,0165
4,0	111	0,021	126	0,016

Bei der Holzleitung zeigen die Werte von k und von ζ einen gesetzmäßigen Verlauf, der bei der Eisenleitung nicht zu bemerken ist.

Als besonderer Vorteil der Holzleitungen wird angegeben, daß sie der Inkrustation weit weniger ausgesetzt seien als eiserne Leitungen. Einem Prospekt der Excelsior Wooden Pipe Co. in New York sind die folgenden angeblich bewährten Angaben über Druckverluste in Holzrohrleitungen entnommen (1 Zoll = 2,540 cm, 1 Kubikfuß = 0,028 cbm). Dabei soll sich am besten bewähren die Formel: $J = m \cdot v^n$, wo sich n in der Regel zu 1,73 ergab und m ein vom Durchmesser abhängiger Koeffizient ist. Die folgende Zusammenstellung gilt für $J = 0{,}01$ (vgl. hierzu § 24, b).

Dm in Zoll	10	20	30	40	48	60	72	79	108	120
v in Fuß . .	6,3	9,28	11,6	13,5	15,0	17,0	18,5	21,0	23,2	25,0
Q in Kubikfuß	3,4	20,2	56,9	118	188	333	523	927	1475	1963

Über weitere Erfahrungen mit Holzrohren s. Folwell, Water supply engineering, New York 1901, S. 221; über ihre Haltbarkeit vgl. Ga 1907, S. 817. Sie wurden mit 250 mm Durchmesser schon für 6 Atm. Betriebsdruck ausgeführt. Zur Dichtung werden sie gekalfatert (Engineering Record 1907, Bd. 56, S. 37).

Bei Petroleumdruckleitungen in Amerika ließ sich nach S. B. Bd. 51, 1908, S. 222 der Reibungswiderstand durch Mischung mit Wasser und schraubenförmige Kannelierung der Rohrinnenwand wesentlich ermäßigen.

5. In Engineering News 1910, Bd. 63, S. 172 gab Wright eine Tabelle für die Druckverluste in genieteten Stahldruckrohren für Wasserkraftanlagen. Alle Maße sind englische Fuß und Zoll (1 engl. Fuß = 0,305 m; 1 engl. Zoll = 0,025 m).

Die Formel lautet für je $L = 100$ Fuß:

$$h = 1{,}55 \cdot \zeta \cdot \frac{v^2}{D}$$

Die Werte ζ sind in der folgenden Tabelle enthalten. Dabei hat Wright die Überlappungen der Stöße und vorstehende Nietköpfe berücksichtigt.

Tabelle 52.

D in Zoll	*v* in Fuß pro Sekunde							
	5	6	7	8	9	10	11	12
24	0,348	0,488	0,645	0,820	1,005	1,200	1,405	1,620
30	0,264	0,369	0,485	0,615	0,755	0,900	1,050	1,210
36	0,207	0,288	0,380	0,480	0,585	0,700	0,812	0,930
42	0,166	0,231	0,304	0,383	0,466	0,575	0,670	0,765
48	0,136	0,189	0,256	0,322	0,392	0,485	0,562	0,640
54	0,121	0,167	0,228	0,286	0,348	0,430	0,500	0,570
60	0,104	0,151	0,198	0,258	0,314	0,388	0,450	0,515
66	0,095	0,132	0,180	0,225	0,274	0,339	0,392	0,467
72	0,084	0,121	0,164	0,207	0,251	0,297	0,360	0,410
84	0,069	0,100	0,130	0,170	0,206	0,255	0,295	—
96	0,058	0,084	0,109	0,142	0,181	0,213	—	—
108	0,050	0,071	0,093	0,121	0,153	—	—	—
120	0,043	0,061	0,084	0,109	—	—	—	—

Literatur zu Kapitel V: 32, 34, 40; s. auch Plenkner: Ö. W. B. 1906, S. 629.

Nachtrag.

In Z. 1911, Bd. 55, S. 1415, berichtet Reichel über Reibungsverluste an einem roh gesprengten, nicht ausgemauerten Stollen. Es war $F = 9{,}5$ qm, $U = 11{,}4$ m, $J = 1 : 341$ und man erhielt für

Q zwischen	*v* zwischen	*n* (Kutter) zwischen	*c* (Bazin, neu) zwischen
2,3 und 3,7	10,24 und 0,39	0,031 und 0,033	1,64 und 1,73
5,8	0,61	0,032	1,75
7,6	0,81	0,033	1,85

Kapitel VI.

Erfahrungszahlen und Notizen.

§ 32. Geschwindigkeiten an verschiedenen Profilstellen.

In jeder Lotrechten $A A$ eines Profils kann man unterscheiden:

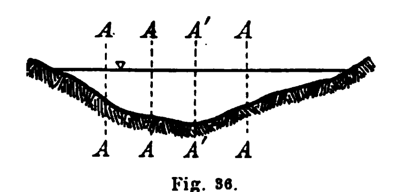


Fig. 36.

1. die Oberflächengeschwindigkeit v_o
2. die mittlere Geschwindigkeit . v
3. die größte Geschwindigkeit . v_m
4. die Sohlengeschwindigkeit . . v_s
5. die Geschwindigkeiten in den übrigen Tiefen . . . . . . v_x

Die Werte 1—4 erreichen ihr Maximum unter normalen Verhältnissen in der Stromstrichlotrechten $A'A'$.

Für die Gesamtheit eines Profils erhält man die Durchschnittswerte V_o, V und V_s und es bedeutet z. B. V_{sm} die größte Sohlengeschwindigkeit in einem ganzen Profil.

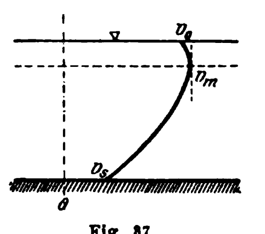


Fig. 37.

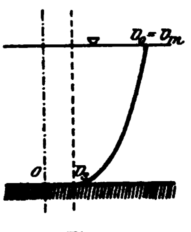


Fig. 38.

Sämtliche Formeln dieses Paragraphen können natürlich nur Näherungswerte geben. Für alle feineren Untersuchungen (Garantieversuche, Gerichtsgutachten) sind in der Regel direkte Messungen (Flügel, Schirm) notwendig.

1. Für die Geschwindigkeitskurve in einer Lotrechten sind bisher äußerst verschiedene Annahmen gemacht worden (Zeitschr. für Gewässerk. X, S. 243). Meist hat man wohl Parabeln mit horizontaler oder mit vertikaler Achse (Fig. 37 und 38) zugrunde gelegt.

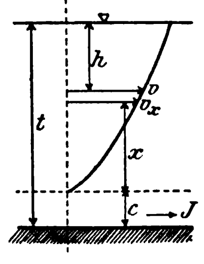


Fig. 39.

Jasmund (Zeitschr. für Bauw. 1893 und 1897, Handb. der Ing.Wiss. III, Bd. 1, S. 462) folgert aus einer großen Anzahl von Messungen, daß die Kurve eine logarithmische Linie mit vertikaler Achse (Fig. 39) sei, der die Gleichung

$$v_x = a + b \cdot ln\,(x + c) \qquad 1$$

entspreche. Dabei liege die wagrechte Achse der logarithmischen Linie im allgemeinen in der Flußsohle, also sei $c = 0$ und $v_s = 0$. In der Gl. 1 ist a abhängig vom Gefälle J, von t und der Entfernung des Ufers. Die Bestimmung von a ist ohne vorhergehende Messungen noch nicht möglich. Für b fand Jasmund den Ausdruck:

$$b = 1000 \cdot J$$

Die Geschwindigkeit nimmt also nach der Sohle hin um so mehr ab, je größer J ist.

Nach Lavale (Zeitschr. für Gewässerk. VIII, Heft 1, S. 10) ist die Geschwindigkeit im Abstand t_x von der Sohle bei einer Gesamttiefe t in derselben Vertikalen

$$v_x = v_o \sqrt[n]{\frac{t_x}{t}} \qquad 2$$

wobei

$$\left.\begin{aligned} n &= 1 + 4{,}80 \sqrt[12]{\frac{t}{v_0}} && \text{wenn } \frac{t}{v_0} > 2{,}5 \\ n &= 0{,}818 \sqrt[4]{\frac{t}{v_0}} \cdot \left[1 + 4{,}80 \sqrt[12]{\frac{t}{v_0}}\right] && \text{wenn } \frac{t}{v_0} < 2{,}5 \end{aligned}\right\} \qquad 3$$

Nach Lahmeyer ist

$$v_x = [t - (0{,}1383 + 0{,}0469 \cdot t)\, t_x]\, \frac{v}{t} \qquad 4$$

Nach Bazin gilt für Werkkanäle mit $v_m = v_o$ 5

$$v_x = v_o - k \sqrt{P \cdot J} \left[\frac{t_x}{t}\right]^2 \qquad 6$$

Nach den neuesten Untersuchungen von Lippke (Zeitschrift für Gewässerk. X, S. 243) setzt sich die Kurve bei größerer Tiefe aus einer Geraden und einem sich nach unten anschließenden Ellipsenbogen zusammen, bei kleineren Tiefen ist nur ein Ellipsenbogen vorhanden. Die größte Geschwindigkeit herrscht im Spiegel, die Sohlengeschwindigkeit ist bei natürlichen Gewässern endlich, sie kann eventuell (am ehesten nahe dem Ufer) auch Null werden. Die wichtigen Lippkeschen Formeln siehe am Schluß des Kapitels.

Verbindet man die Punkte mit den mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Lotrechten, so erhält man eine Kurve. Diese zeigt sich auch bei etwas unregelmäßigen Sohlen ziemlich regelmäßig. Sie hebt sich etwas steil von den Profilrändern ab, um dann mit ganz leichter Wölbung, die ihr Maximum über der Profilmitte oder nahe dieser Stelle besitzt, das Profil zu überspannen (vgl. § 39, C, 4).

2. Oberflächengeschwindigkeit in einer Lotrechten.

Während früher in der Regel $v_o < v_m$ angenommen wurde, setzen Jasmund, Lippke und Bazin, letzterer wenigstens für Werkkanäle,

$$v_o = v_m$$

Der Wind kann zweifellos, wenn er entgegengesetzt der Fließrichtung des Wassers weht, den Wert von v_o herabdrücken. Jedenfalls tut man gut, Oberflächengeschwindigkeiten bei Windstille zu messen.

Lavale fand für rechteckigen Querschnitt (Zeitschr. für Gewässerk. Bd. VIII, S. 13):

$$v_{o\,m} = 23 \sqrt[36]{b^4 \cdot t^{17} \cdot J^{16}} \qquad 7$$

Ist hierbei

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{t}{v_{o\,m}} < 0{,}40 \\ \dfrac{b}{v_{o\,m}} < 1{,}00 \end{array}\right\} \text{so ist das Resultat von Gl. 7 noch mit dem Faktor} \left\{\begin{array}{l} k_1 = 1{,}22 \sqrt[3]{\left(\dfrac{t}{v_{o\,m}}\right)^2} \\ k_2 = 0{,}95 \sqrt[18]{\dfrac{b}{v_{o\,m}}} \end{array}\right\} \qquad 8$$

zu multiplizieren.

3. Sohlengeschwindigkeit in einer Lotrechten. Man setzt gewöhnlich den Wert v_s für eine bestimmte Vertikale an, zwischen

$$v_s = 0{,}25 \cdot v_o \quad \text{und} \quad v_s = 0{,}75 \cdot v_o \qquad 9$$

Bazin gibt:

$$v_s = 0{,}75 \cdot v \qquad 10$$

Köhn gibt für die Gesamtheit eines Profils:

$$V_{s\,m} = V \qquad 11$$

Nach Jasmund ist $v_s = a$ 12

Für die Lippkeschen Gleichungen siehe den Schluß des Kapitels.

Nach Lahmeyer ist

$$v_s = (0{,}8617 - 0{,}0469 \cdot t) \cdot v_o \qquad 13$$

4. Mittlere Geschwindigkeit in einer Lotrechten. Hierfür ist eine große Anzahl von Gleichungen aufgestellt worden. Über Beobachtungswerte s. Tabelle 47.

Vielfach nimmt man an, daß sie in $0{,}5 \div 0{,}75 \div 0{,}80$, im Mittel in 0,63 der Tiefe herrsche.

Nach Bazin ist

I $$v = 0{,}785 \cdot v_m$$

wo bei Werkkanälen

$$v_m = v_o \qquad 14$$

Häufig setzt man bei regelmäßigen Profilen:

II $$v = 0{,}82 \div 0{,}89 \text{ mal } v_o$$

wo v in 0,55—0,66 der Tiefe herrscht (Zbl. d. Bv. 1906, S. 276).

H a g e n setzt:

III $$v = 0{,}86 \cdot v_o$$

Auch die folgenden Werte werden benutzt.

IV $$v = 0{,}915\ v_o$$

V nach **P r o n y**

$$v = \frac{v_o + 2{,}372}{v_o + 3{,}153} \cdot v_o$$

VI nach **B a u m g a r t e n** für $v_o > 1{,}5$

$$v = 0{,}8 \cdot \frac{v_o + 2{,}372}{v_o + 3{,}153}$$ und

VII $$v = \frac{1 + 0{,}2676\sqrt{t}}{2 + 0{,}4014\sqrt{t}} \cdot v_o$$

VIII nach **L a h m e y e r**

$$v = 0{,}937\ v_o - 0{,}0252\ v_o^2$$

IX nach **K u t t e r** (Bew. des Wassers, S. 26):

$$v = v_s + 6\sqrt{P \cdot J}$$ 15

X nach **v o n W a g n e r**

$$v = 0{,}705\ v_m + 0{,}001\ v_m^2$$

XI nach **H a n l a c h e r** (Elbe)

$$v = 0{,}65 \cdot v_m \text{ für normales Wasser}$$
$$= 0{,}75 \cdot v_m \text{ für Hochwasser}$$

Für die Gleichung $v = m \cdot v_m$ gibt **R h e i n h a r d s** Kalender eine graphische Darstellung, worin $m = f(P, n)$ ist. Außerdem findet sich dort eine Tabelle nach **D a r c y** und **B a z i n** (vgl. auch § 39, C, 3, Tabelle 47).

Nach **J a s m u n d** (Handb. der Ing. Wiss. 4. Aufl., III. Teil, Bd. 1, 2. Lief.) ist:

XII $$v = v_o - b$$
vgl. Gl. 2, welches in der Tiefe
$$h = 0{,}632 \cdot t$$ 16

herrscht. Dieser Wert wurde an der Elbe und am Rhein bestätigt. Aus obiger Gleichung folgt mit $v_o = v_m$ (vgl. Fig. 39):

$$\frac{v}{v_m} = 1 - \frac{b}{v_m} = 1 - \frac{b}{a + b \cdot \ln t}$$ 17

Danach gibt es zwischen v und v_m kein festes Verhältnis, sondern nur einen von J abhängigen Geschwindigkeitsunterschied.

G r u n s k y gibt [76] als zulässige Näherungsgleichungen auf Grund mehrerer Hunderte von Messungen an:

XIII $$v = \frac{v_{0,2} + v_{0,8}}{2} \quad \text{und} \quad v = v_{0,6}$$ 18

wo die Dezimalbrüche als Indizes bedeuten, daß der beistehende Wert v in 0,2, 0,8 bzw. 0,6 der Wassertiefe gemessen sei.

Für beliebige Vertikalgeschwindigkeitskurven fand Grunsky, daß $v : v_o$ abnahm mit abnehmender Tiefe und mit zunehmender Geschwindigkeit. Abweichungen rührten oft von Unebenheiten der Flußsohle her.

Mit B als Wasserbreite, t als mittlerer Tiefe hat Grunsky ferner die Formel:

$$\frac{v}{v_o} = 0{,}79 + \frac{2{,}80}{\frac{B}{t} + 8} \qquad 19$$

bestimmt, von welcher er aus Versuchen annimmt, daß sie für Messungen bei Hochwasser und in nicht zu kleinen Gerinnen größere Fehler als $\pm$ 4 % nicht ergeben werde, was für Hochwasserfälle gering wäre.

Die neuesten Untersuchungen von Lippke zeigen, daß weder der Wert $v : v_o$, noch die Tiefe, in welcher v auftritt, unveränderlich sind.

5. Mittlere Geschwindigkeit eines ganzen Profils. Die mittlere Geschwindigkeit eines ganzen Profils bewegt sich nach Beobachtungen zwischen den Werten

$$V = 0{,}4 \cdot v_{om} \quad \text{und} \quad V = 0{,}9\, v_{om} \qquad 20$$

Insbesondere für Hochwasser wäre es von Wert, zuverlässige derartige Beziehungen zu haben.

Christen fand das Verhältnis $V : v_{om}$

1. unabhängig von der Gerinnebreite,
2. unabhängig vom Gefälle,
3. unabhängig von der Profilform,
4. abhängig von der Rauhigkeit.

Er erhielt für die Gleichung

$$V = n \cdot v_{om} \qquad 21$$

bei Zement	$n =$ 0,825
„ Brettern und Quadern .	0,815
„ Kleinkies	0,766
„ Grobkies	0,714

Die vom K. Bayrischen Hydrotechnischen Bureau in München herausgegebene Anleitung zur Ausführung und Ausarbeitung von Wassermessungen gibt folgende Werte für n:

bei rauhem Fels	$n =$ 0,40—0,52
„ Kies mit Gras und Schilf . . .	0,46—0,75
„ Grobem Kies und Steinen . .	0,58—0,70
„ Kies	0,62—0,75
„ Lehm und Sand	0,65—0,83
„ Holz, Beton und Pflaster . . .	0,70—0,92

Analog schwankt $V:V_0$ zwischen 0,7 und 1,2. Dabei sollen aber F, U und t möglichst konstant sein.

Die Firma Briegleb, Hansen & Co. teilt in ihren Druckschriften die Formel

$$Q = m \cdot v_{om} \cdot F \quad \text{Sekundenliter} \qquad 22$$

mit, wobei v_{om} in Meter die Oberflächengeschwindigkeit des Wassers im Stromstrich und F den Wasserquerschnitt in Quadratmeter bedeuten. Leider vermochte die Firma nicht mehr zu ermitteln, wie die Werte m bestimmt wurden. Sie sind in der folgenden Tabelle enthalten. Dabei gilt

Kategorie I für glatten Zement oder gehobeltes Holz,
„ II für rauhen Zement, behauene Steine, Ziegelmauerwerk, unbehobelte Bretter,
„ III für Bruchsteinmauerwerk,
„ IV für Erde.

Tabelle 53.

P	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4
I	879	886	890	891	893	894	894	894	895	895	895	895
II	839	858	865	868	871	873	874	874	875	876	876	877
III	747	792	812	822	830	835	838	841	843	845	847	850
IV	564	644	686	711	730	745	755	763	771	777	787	794

§ 33. Notizen über Wassergeschwindigkeiten.

1. Minimal- und Maximalgeschwindigkeiten bei Gräben.

Als Geschwindigkeitsgrenze, bei welcher die Verschlammung eines Kanals und das Wachsen von Wasserpflanzen sich verhindern läßt, wurde ermittelt

in Nordindien . . . 0,5 m/sek
in Amerika . . . . 0,6—1,05 m/sek
in Spanien . . . . 0,6—0,75 m/sek

Bei dem indischen Sindkanal genügt $v = 0,6$ wohl gegen Verschlammung, doch muß der Sand einmal jährlich entfernt werden. Je schwerer das zu transportierende Material ist, desto höher muß die Geschwindigkeit gewählt werden.

Man wird etwa wählen können

für leichten Schlamm $v_{min} = 0,25 \div 0,70$ m und mehr
für feinen Sand $v_{min} = 0,45 \div 0,85$ m „ „

wenn die Materialien suspendiert bleiben sollen.

Wie Versuche von Francis gezeigt haben, herrscht in natürlichen Wasserläufen eine vertikale Geschwindigkeitskomponente von $^1/_{10}$—$^1/_{30}$ der horizontalen Geschwindigkeit. Die folgende Tabelle gibt auf Grund von Versuchen von Thoulet (Annales des mines 1884) und der obigen Beziehung die Wassergeschwindigkeiten an, bei welchen Kugeln von verschiedenem Durchmesser mindestens 30 Sekunden in der Schwebe erhalten wurden.

Tabelle 54.

D mm	Kalksandsteinkugeln $s = 2000$ kg/cbm	Granitkugeln $s = 2500$ kg/cbm
0,4	0,40—1,20	0,55—1,65
1,0	0,82—2,46	1,07—3,21
2,0	1,23—3,69	1,61—4,83
3,0	1,44—4,32	1,98—5,94
4,0	1,54—4,62	2,01—6,03
5,0	1,56—4,68	2,06—6,18

Diese zur Suspendierung erforderlichen Geschwindigkeiten erscheinen sehr groß, allein man muß bedenken, daß zum Fortrollen auf einer Gerinnesohle kleinere Geschwindigkeiten genügen.

Dubuat fand folgende Grenzgeschwindigkeiten, bei welchen die Bewegung der Geschiebe aufhörte.

Tabelle 55.

Material	*v* in m/sek
Grober, scharfer Sand	0,22
Seinekies von Aniskerngröße	0,11
„ „ Erbsengröße	0,20
„ „ Bohnengröße	0,33
Meereskiesel von bis 27 mm Durchmesser . .	0,65
Kantige Feuersteine in Hühnereigröße . . .	0,98

Versuche von Blue über Transport von Sand in Wasser siehe Engineering and Mining vom 21. Sept. 1907. Ferner Ann. des ponts et chaussées 1907. IV. S. 53.

Das Material der Grabenwände und -sohlen wird je nach seiner Beschaffenheit von einer bestimmten Wassergeschwindigkeit und Tiefe ab angegriffen, wenn die Sohlen und namentlich die Böschungen nicht befestigt sind (vgl. Schleppkraft § 8). Bei tonigem Material genügt oft schon eine Kieslage, sonst Rasen, Rauhwehr oder Pflaster. Oft kann nur die Erfahrung richtigen Aufschluß geben, so daß nachträgliche Änderungen unver-

meidlich sind. Die geringeren Kosten der Befestigung bei kleineren Profilen erlauben dort größere Geschwindigkeiten. Auch der härteste Fels wird bei genügend hoher Schleppkraft angegriffen (Granitsohle des Nils unterhalb der Assuansperre).

Die folgende Tabelle gibt eben noch zulässige Geschwindigkeiten für verschiedene Materialien.

Tabelle 56.

Material des Gerinnes	v_{sm}
Schlammiger Boden	0,07—0,10
Tonboden, feiner Sand	0,15—0,20
Gröberer Sand	0,3 —0,4
Lehmiger oder grober Sand	0,4 —0,5
Kies	0,5 —0,7
Größere Kiesel, steiniger Boden	0,8 —1,0
Zertrümmerte oder schiefrige Gesteine. Konglomerate	1,3 —1,8
Geschichteter Fels	1,5 —2,2
Ungeschichteter harter Fels	3,0 —3,5
Holzgerinne	2,5 und mehr
Backsteingerinne	8,0

Als größte Geschwindigkeit in Flüssen wurden beobachtet: Iller (Wiblingen) 5,0; Lech (Lechhausen) 5,1; Main (Wertheim) 3,3; Donau (Obernzell) 4,2 m pro Sekunde, also mehr, als vielfach angenommen wird.

2. Betonierte und gemauerte Gerinne und Rohre.

Zementrohre mittlerer Güte werden auch bei reinem Wasser und Geschwindigkeiten über etwa 80 cm in 10—12 Jahren sicher zerstört, schon die kleinste Menge Sand, insbesondere Steinsplitter, welche das Wasser mit sich führt (z. B. bei Quelleitungen und bei Kanalisationen), beschleunigt diese Zerstörung außerordentlich. Auch Säuren, selbst in starker Verdünnung, wirken sehr ungünstig.

Steinzeugrohre halten sich weit besser als Zement- und Tonrohre.

Backsteinprofile halten bei sandfreiem Wasser die größten Geschwindigkeiten aus. Bei 6 m setzten sich an dem Stollen eines Niagarawerks noch Muscheln und Moos an, man ging deshalb beim Ablaufstollen der Canadian Niagara Falls Co. mit 31 qm Querschnitt auf 8 m Geschwindigkeit hinauf. Der in Backstein bzw. Werkstein ausgeführte Tunnel des Löntschwerks hat bei $F = 19$ qm, $J = 0{,}001$, $v = 6$ m. Die Eisenbetondruckleitung von Rioupéroux hat bei 25 m Wasserdruck $Q = 17$ cbm, $D = 3{,}30$ m und $v = 2{,}0$ m.

3. Leitungen für Wasserkraftanlagen.

a) Geschwindigkeiten.

Kleinere, unbefestigte Kanäle	$v = 0{,}5$—$0{,}9$ m
Größere Kanäle mit Befestigung . . .	$v = 1{,}2$—$1{,}5$ m
Minimalgeschwindigkeit in Kanälen und Stollen	$v = 0{,}5$ m
Druckrohre	$v = 1 \div 2 \div 3$ m und mehr
Im Rechen	$v = 0{,}5$ m
Im Wasserschloß (Reinigungseffekt) .	$v = 0{,}25$—$0{,}40$ m
Im Schützenquerschnitt	$v = 0{,}6$—$0{,}8$ m

b) Rohrdurchmesser.

Der Druckhöhenverlust nimmt bekanntlich zu mit dem Quadrat der Geschwindigkeit. Es ist also für:

$v = 0{,}5$	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0

in Verhältniszahlen

$J = 0{,}25$	1,0	2,25	4,0	6,25	9,0

was bei kleinen Absolutgefällen stark ins Gewicht fällt.

Der wirtschaftliche Durchmesser wird meist durch vergleichende Kostenberechnungen bestimmt. Eine einfache Regel gibt Adams (Eng. News 1910, Bd. 63, S. 173): Derjenige Rohrdurchmesser ist der wirtschaftliche, bei welchem der Geldwert des Energieverlusts infolge der Reibung gleich 40 % der Jahreskosten des Rohrs ist. Köhn gibt hierfür sowie für Werkkanäle Formeln auf S. 872 ff. von: Die Ausnutzung der Wasserkräfte, Leipzig 1908.

Nach Holl kann man, wenn L die Leitungslänge, H das Bruttogefälle ist, für erste Projektierung anwenden:

bei $L : H = 1 \div 2$	$v = 3$ m
$= 2 \div 4$	$= 2{,}5 \div 2{,}0$ m
$= 5$ und mehr	$= 1{,}5 \div 1{,}0$ m

Bei kleineren Durchmessern, insbesondere unter 250 mm, kann $v = 1{,}0$ noch unterschritten werden.

Bekanntlich ist die Wandstärke abhängig vom Innendruck der Leitungen. Man kann aber auch die Strecken mit stärkerer Pressung etwas enger machen als diejenigen mit geringerem Druck. Geht man aus von der allgemeinen Gleichung

$$H = c \cdot \frac{Q^2}{D^5}$$

so sind nach Forchheimer (Z. 1906, S. 1954) solche Abmessungen zu wählen, daß für den ganzen Strang:

$$y \cdot D^7 = \text{constans},$$

wo y bei Zugrundelegung bewegten Wassers gleich dem senkrechten Abstand zwischen Rohr und Drucklinie,

bei Zugrundelegung ruhenden Wassers gleich dem senkrechten Abstand zwischen Rohr und dem Ruhespiegel der Leitung ist.

c) Gefällsverluste in Werkkanälen.

1. Verlust am Einlauf in den Oberwasserkanal:

$$h_1 = \zeta \cdot \frac{v_o^2 - v_w^2}{2g} \qquad 23$$

Hierin ist v_o die Geschwindigkeit im Kanal, v_w diejenige vor dem Wehr gegen den Kanal hin (vielfach gleich Null zu setzen). Für ζ kann man die Werte $\zeta = 1{,}0$—$1{,}5$ setzen (siehe auch § 41, Gl. 48).

2. Verlust beim Transport des Wassers im Kanal h_2 (vgl. Kap. II und III).

3. Verlust im Rechen h_3. Er darf nach Pfarr betragen:

$$h_3 = 0{,}02\text{—}0{,}10 \text{ m} \qquad 24$$

4. Verlust beim Auslauf aus der Turbine h_4. Bei nach unten erweitertem Saugrohr kommt nach Pfarr als Unterwasserspiegel derjenige Spiegel in Betracht, welcher sich aus der Berechnung des Unterwasserkanals von selbst ergibt.

5. Verlust im Unterwasserkanal h_5 (vgl. Kap. II und III).

6. Übergang vom Unterwasserkanal in den Fluß. Bei unnormalem Wasserstand im Fluß kann dieser eine Hebung oder Senkung des rechnungsmäßigen Kanalwasserstands bewirken. Diese Einflüsse können sich bis ans Werk heran bemerkbar machen. Ihre Berechnung geschieht mittels der Formeln für Stau- bzw. Senkungskurven.

In den Werkkanälen mag im Mittel das Gefälle

J für $Q = 10$—20 cbm ungefähr 1 : 2000—1 : 3500
J für $Q = 50$ und mehr „ „ 1 : 3000—1 : 5000

betragen, doch findet man viel größere und viel kleinere Zahlen (vgl. die Zusammenstellung bei Mattern, Die Ausnutzung der Wasserkräfte, 2. Aufl., S. 166).

d) Leistung einer Wasserkraftanlage.

$$N = \eta \cdot \frac{1000 \cdot Q \cdot H}{75} = m \cdot Q \cdot H \text{ PS} \qquad 25$$

wo Q in Kubikmeter pro Sekunde, H in Meter gegeben ist.

Mit einem Wirkungsgrad

	$\eta =$	0,75	0,80	0,90
wird	$m =$	10	10,8	12

Der Wasserverbrauch einer Turbine beträgt:

$$Q = \frac{N}{m \cdot H} \text{ cbm/sek} \qquad 26$$

4. Leitungen für Wasserversorgungen.

In der Regel läßt man der Wasserstöße wegen die Geschwindigkeiten nicht über 1,0 bis höchstens 1,25 m steigen. Mehr als 2—2,5 m dürfte überhaupt nicht vorkommen.

In Saug- und Heberleitungen rechnet man mit $v = 0{,}6$—$0{,}9$ m. Für Projekte nimmt man als größte manometrische Saughöhe 5—6 m an, im Betrieb wurden bei guten Pumpen über 8 m ohne Anstand erreicht.

Wegen sonst eintretender Oxydationswirkungen empfiehlt Lueger, kleinere Geschwindigkeiten als 0,4 m nicht zu verwenden.

Ist Inkrustation der Rohre zu befürchten (sie kann sehr stark werden), so ist der rechnungsmäßigen Lichtweite ein Zuschlag zu geben, der bei kleinen Durchmessern am größten werden muß (vgl. § 20, S. 56).

Den Gesamtlochquerschnitt von Seihern wählt man mindestens gleich dem doppelten Leitungsquerschnitt.

Damit der Durchmesser einer Druckleitung ein wirtschaftlicher sei, müssen die Jahreskosten für Betrieb, Verzinsung, Unterhaltung und Abschreibung der Leitung und des zur Überwindung der Reibungswiderstände (aber nur dieser) dienenden Kostenteils der Maschinen ein Minimum sein.

Für den wirtschaftlichen Durchmesser von Wasserversorgungsdruckleitungen gilt die einfache Näherungsformel

$$D = \psi \sqrt{Q} \text{ cbm} \qquad 27$$

wo der Wert ψ zwischen 1,3 und 1,5 schwankt (Näheres s. [166]). Umgekehrt erhält man mit

$\psi =$	1,3	1,4	1,5
$v =$	0,67	0,57	0,50 m

als wirtschaftliche Geschwindigkeit. Über neuere Untersuchungen von Mannes siehe [122]. Vgl. auch unter 3 b.

Notiz. Für Kalkmilchleitungen von 33° Baumé hat sich $v = 1{,}5 \div 1{,}7$ m/sek als genügend ergeben, um Absätze zu verhindern.

5. Leitungen für Städtekanalisationen.

Bei ganzer Füllung der Profile rechnet man im allgemeinen mit:

$v_{min} = 0{,}80$ m, da bei kleineren Geschwindigkeiten die Sinkstoffe nicht mitgeführt werden.

$v_{max} = 3{,}00$ m, damit das Material der Kanäle nicht zu stark angegriffen wird, es kommen aber Geschwindigkeiten bis über 6 m vereinzelt vor, jedoch können dann infolge der mitgerissenen großen Luftmengen heftige Stöße und das Herausdrücken von Schachtdeckeln vorkommen. Bei solch großen Geschwindigkeiten kann sich die Verwendung eiserner Rohre empfehlen.

Tabelle 57.

Grenzgefälle bei städtischen Kanälen

für $v_{min} = 0{,}80$ bzw. $v_{max} = 3{,}00$ m bei ganzer Füllung und $m = 0{,}25$ bzw. $m = 0{,}35$.

I. Kreisprofile.

v	m												
$D =$		125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400
0,8	0,25	0,01140	0,00896	0,00705	0,00574	0,00480	0,00410	0,00355	0,00312	0,00278	0,00249	0,00225	0,00205
	0,35	0,01819	0,01345	0,01046	0,00842	0,00697	0,00590	0,00507	0,00443	0,00391	0,00349	0,00314	0,00284
3,0	0,25	0,16031	0,12597	0,09911	0,08074	0,06751	0,05750	0,04993	0,04392	0,03908	0,03501	0,03168	0,02886
	0,35	0,25579	0,18913	0,14705	0,11843	0,09804	0,08294	0,07134	0,06228	0,05504	0,04902	0,04408	0,03994
$D =$		425	450	475	500	525	550	575	600	650	700	750	800
0,8	0,25	0,00188	0,00173	0,00161	0,00149	0,00139	0,00131	0,00123	0,00116	0,00103	0,00093	0,00085	0,00078
	0,35	0,00259	0,00238	0,00219	0,00203	0,00189	0,00176	0,00165	0,00155	0,00138	0,00123	0,00111	0,00102
3,0	0,25	0,02645	0,02437	0,02257	0,02098	0,01959	0,01835	0,01724	0,01624	0,01454	0,01312	0,01194	0,01094
	0,35	0,03643	0.03341	0,03078	0,02850	0,02651	0,02474	0,02316	0,02174	0,01933	0,01735	0,01562	0,01430

II. Normale Eiprofile.

v	m												
Profil		60/40	75/50	90/60	105/70	120/80	135/90	150/100	180/120	210/140	240/140	270/180	300/200
0,80	0,25	0,00166	0,00121	0,00940	0,00076	0,00064	0,00054	0,00047	—	—	—	—	—
	0,35	0,00233	0,00159	0,00124	0,00100	0,00083	0,00070	0,00060	0,00047	—	—	—	—
3,00	0,25	0,02339	0,01707	0,01322	0,01076	0,00900	0,00765	0,00665	0,00525	0,00431	0,00364	0,00313	0,00274
	0,35	0,03272	0,02240	0,01749	0,01404	0,01163	0,00979	0,00845	0,00657	0,00532	0,00446	0,00381	0,00331

Mit Rücksicht auf gute selbsttätige Spülung und Erhaltung der Kanäle hat Wulsch andere Beziehungen vorgeschlagen (Kulturtechniker 1910, S. 287). Es soll gelten:

I. Für Straßenkanäle (Kreis- und normales Eiprofil):

Das Größtgefälle ist der reziproke Wert der horizontal in Zentimetern gemessenen Lichtweite des Profils.

Das Kleinstgefälle ist der reziproke Wert der horizontal in Millimetern gemessenen Lichtweite des Profils.

II. Für Grundstückskanäle (Kreisprofile).

Das Größtgefälle ist der reziproke Wert des Halbmessers in Zentimetern.

Das Kleinstgefälle ist der reziproke Wert des Halbmessers in Millimetern.

So wäre also beim Eiprofil 60 : 40 cm das Maximalgefälle 1 : 40, das Minimalgefälle 1 : 400; bei Kreisprofil $D = 150$ mm für Grundstücksentwässerungen das Maximalgefälle 1 : 7,5, das Minimalgefälle 1 : 75.

Notizen über Wasserversorgung und Kanalisation.

1. Bevölkerungszunahme. Ist p die jährliche Zunahme in Prozent, Z die heutige Einwohnerzahl eines Gebiets, so beträgt sie in n Jahren nach der meist üblichen und zulässigen Berechnungsweise

$$Z_n = Z \cdot \left(\frac{100 + p}{100}\right)^n \qquad 28$$

Eingemeindungen verändern die Resultate der Rechnung.

2. Bebauungsdichte. Man kann für allgemeine Schätzungen rechnen mit

	Abflußkoeffizient:
700—900 Einwohnern pro Hektar bei sehr dichter Bebauung (alten Stadtzentren)	$\eta = 0{,}7$—$0{,}8$ und mehr
400—600 Einwohnern pro Hektar bei dichter Bebauung (neueren Verkehrszentren)	$\eta = 0{,}6$—$0{,}7$
300—400 Einwohnern pro Hektar bei mitteldichter Bebauung	$\eta = 0{,}5$—$0{,}6$
180—200 Einwohnern pro Hektar bei offener oder weiträumiger Bebauung	$\eta = 0{,}35$—$0{,}45$
100—180 Einwohnern pro Hektar bei landhausmäßiger Bebauung	$\eta = 0{,}25$—$0{,}35$

3. Wasserverbrauch. Er beträgt für mitteleuropäische Verhältnisse im Mittel:

bei Städten $q = 70$—150 l pro Kopf und Tag,
„ Landorten $q = 40$—80 l „ „ „ „

Die Extreme in Deutschland bewegen sich bei Städten etwa zwischen 40 und 220 l mittlerem Tagesverbrauch. Der größtmögliche Stundenverbrauch beträgt etwa 10 % des mittleren Tagesverbrauchs, der größte Tagesverbrauch etwa $1{,}6 \cdot q$.

4. Abflußmengen von Kanalisationen.

a) Brauchwassermenge. Häufig wird angenommen, die Hälfte des Gesamttagesabflusses falle in 8 Stunden an, bei einzelstehenden Anstalten (Irrenhäuser) fällt der Gesamttagesabfluß etwa in 12 Stunden an. Im übrigen kann man den größten Stundenverbrauch der Wasserversorgung eventuell mit einem gewissen Zuschlag für Privatversorgungen zugrunde legen.

b) Regenwassermenge. Für überschlägliche Rechnungen mögen die folgenden Werte gelten, wobei t die Dauer des Regens in Minuten und η den je nach Umständen (s. z. B. oben unter 2) anzunehmenden Abflußkoeffizienten bedeuten:

Landorte	$R = 80—90$ sl/ha	$t = 15—20$ Minuten	$\eta = 0{,}30—0{,}65$
kleinere Städte	$R = 90—110$ sl/ha	$t = 15—20$ „	$\eta = 0{,}40—0{,}70$
größere Städte	$R = 80—130$ sl/ha	$t = 20$ „	$\eta = 0{,}50—0{,}80$

Über den Begriff der wirtschaftlich gleichwertigen Regen und der „Berechnungsregen" s. Ge 1909, S. 569 und [88] S. 172. Vor der Verwendung von sogenannten Verzögerungskoeffizienten muß nachdrücklich gewarnt werden. Die neueste Berechnungsweise der Abflußverzögerung findet sich Ge 1909, S. 569, eine Vereinfachung derselben in Techn. Gem.blatt XIV, Nr. 2, S. 24. Bei einer Regendauer von t Sekunden und einer mittleren Wassergeschwindigkeit von v m in den Kanälen kommt die Verzögerung erst in Betracht bei den (unteren) Kanalstrecken, die weiter als $l = v \cdot t$ Meter vom äußersten (obersten) Kanalpunkt entfernt sind. Bei Dörfern und kleineren Städten kommt die Verzögerung daher oft gar nicht in Betracht.

c) Regen- oder Notauslässe. Ist Q der sekundliche Brauchwasserabfluß eines Gebiets, so sollen die Notauslässe wirken, so lange während eines Regenfalls die sekundliche Abflußmenge

$$Q_x = (1 + m) \cdot Q$$

überschritten wird. Der Koeffizient m bewegt sich meist zwischen 4 und 6, kann aber die Werte 2 und 10 erreichen (s. außerdem § 42).

5. Berechnung von Ortsrohrnetzen.

a) Wasserversorgung. Bei überschläglicher Berechnung stellt man die jedem Strang zukommende Wassermenge fest und dimensioniert ihn mit der Bedingung $v \leq 1{,}0$ m, wobei man allenthalben die nötige Druckhöhe (20—30 m) behalten muß, [166] S. 86. Über genauere Berechnung s. Mannes (Ge 1909).

b) Kanalisation. Ein Muster zur Berechnung gibt Heyd [88]; s. auch Ge 1909, S. 569.

6. Leistung einer Pumpe. Werden Q sl auf h m (manometrische) Förderhöhe gehoben, so ist die Leistung einer Pumpe in gehobenem Wasser gemessen $N = Q \cdot h : 75$ PS. Unter Berücksichtigung der Wirkungsgrade und Reibungsverluste kann man als überschläglichen Arbeitsbedarf von Pumpen setzen:

$$N' = \eta \cdot \frac{Q \cdot h}{75} = \eta \cdot N \qquad 29$$

woraus sich die effektive PS-Zahl ergibt mit

$\eta = 1{,}1$ für direkt gekuppelte Kolben- und Plungerpumpen,
$\eta = 1{,}2$ für mit Riemen angetriebene Kolben- und Plungerpumpen,
$\eta = 1{,}2—1{,}25$ für direkt angetriebene Zentrifugalpumpen,
$\eta = 1{,}3 \div 1{,}5$ für mit Riemen angetriebene Zentrifugalpumpen.

Vgl. hierzu [166] S. 95 ff.

Die wichtigsten Formeln für Grundwasserbewegung.

Die folgenden Ableitungen setzen voraus:

1. Verhältnismäßig unbegrenzte Breite des Grundwasserbeckens bzw. -stroms.

2. Ebenen, zur undurchlässigen Sohle parallelen Grundwasserspiegel.
3. Eine Durchlässigkeit, die an allen Stellen des untersuchten Querschnitts gleich ist.

Da diese Bedingungen sehr oft nicht oder nur teilweise erfüllt sind, so ist Vorsicht geboten.

Für weitere Studien vgl. [120] und die Aufsätze von Forchheimer in Ö. Z. 1898, 1899 und 1905, ferner Hütte, 20. Aufl., III, S. 213 ff.

Soll ein Grundwasserstrom von der Breite L und der Gesamtwassermenge Q durch Brunnen von der Einzelleistung q vollständig ausgenutzt werden, so braucht man hierzu näherungsweise $n = Q : q$ Brunnen in einer gegenseitigen Entfernung $e = B : n = B \cdot q : Q$.

Wir gehen aus von den allgemeinen Gleichungen

$$v = k \cdot J \qquad 30$$

$$Q = v \cdot \varphi \cdot F = k \cdot J \cdot \varphi \cdot F \qquad 31$$

wo k ein Koeffizient und φ das Porenvolumen des Grundwasserträgers bedeutet.

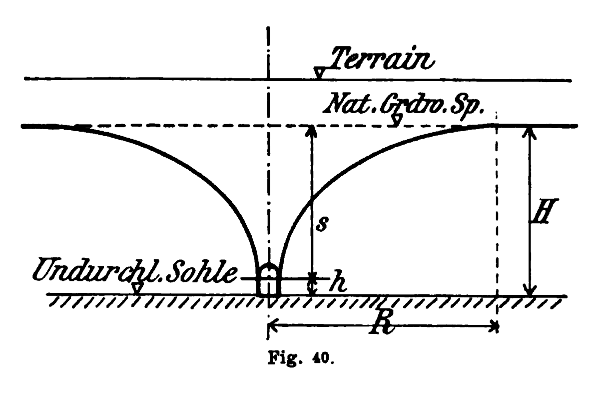


Fig. 40.

a) Bei einer Sickergalerie von bedeutender Länge L in einem Grundwasserbecken (Fig. 40) kommt das Wasser der Hauptsache nach von den beiden Seiten. Die Beeinflussung des Grundwasserspiegels höre auf in der Entfernung R von der Galerie und die Grundwassertiefe sei dort H.

Dann ist:

$$Q = \frac{k \cdot \varphi \cdot L (H^2 - h^2)}{2R} \qquad 32$$

wobei k und φ die frühere Bedeutung haben. Nimmt L ab, so wächst der Einfluß des an den Stirnseiten der Galerie eintretenden Wassers und man erhält:

$$Q = k \cdot \pi \cdot \varphi \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{2R}{L}} \qquad 33$$

b) Bei einer Sammelgalerie in fließendem Grundwasser, welche auf ihre Länge L die gesamte Zuflußmenge abfängt (Fig. 41), ergibt sich entsprechend die Gleichung:

$$Q = k \cdot \varphi \cdot J \cdot L \cdot H \qquad 34$$

c) Bei einem Einzelbrunnen mit freiem Spiegel in einem Grundwasserbecken (Fig. 42) gilt

$$y^2 = (H - s)^2 + \frac{Q}{\pi \cdot \varphi \cdot k} \cdot \ln \frac{x}{r} \qquad 35$$

Hieraus folgt:

$$Q = \pi \cdot \varphi \cdot k \cdot \frac{H^2 - (H - s)^2}{\ln \frac{R}{r}} \qquad 36$$

und schließlich $$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi \cdot \varphi \cdot k} \cdot \ln \frac{R}{r}} \qquad 37$$

d) Für einen Einzelbrunnen in fließendem Grundwasser behalten Gl. 36 und 37 ihre Geltung.

e) Für einen Einzelbrunnen in einem artesischen Grundwasser (Fig. 43) ist mit den Buchstaben der Figur:

$$Q = \frac{2\pi \cdot \varphi \cdot k \cdot a}{\ln \frac{R}{r}} \cdot s \qquad 38$$

Die Ergiebigkeit ist also linear proportional der Absenkung und die Gleichung gilt, einerlei ob es sich um einen Grundwasserstrom oder ein Grundwasserbecken handelt.

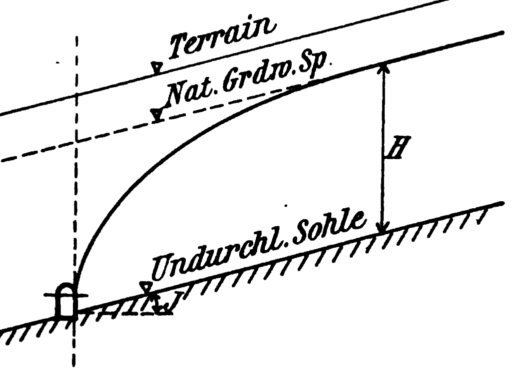


Fig. 41.

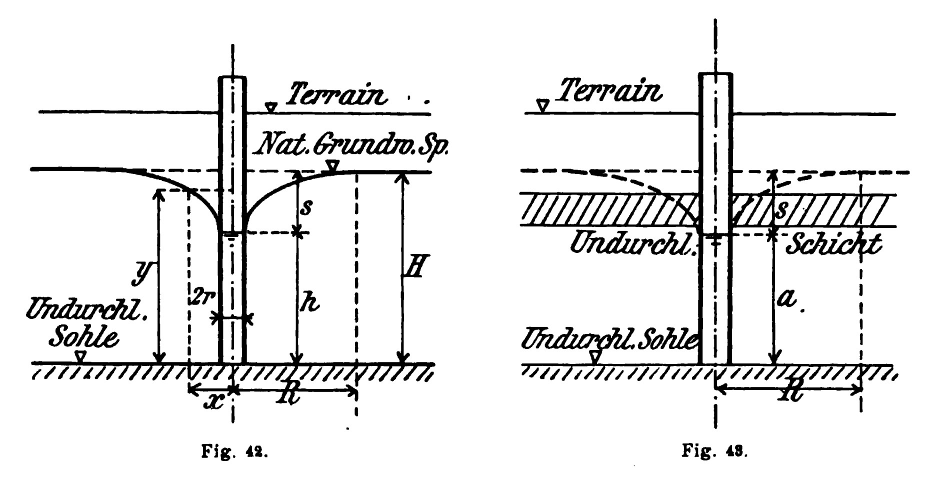


Fig. 42. Fig. 43.

Weitere Untersuchungen ergeben:

f) Fehler in der Bestimmung von R sind von vergleichsweise geringem Einfluß.

g) Durch Umformen der Gl. 35 erhält man den Wert:

$$k \cdot \varphi = \frac{Q}{(y^2 - h^2) \cdot \pi} \cdot \ln \frac{x}{r} \qquad 39$$

und dieser kann durch Versuche auf dem Feld für jeden einzelnen Brunnen bestimmt werden.

h) Aus Gl. 36 erhält man durch Umformen und mit

$$m = \frac{2\pi \cdot \varphi \cdot k \cdot H}{\ln \frac{R}{r}} = \text{konst.} \qquad 40$$

den Ausdruck

$$m = \frac{Q}{s} \qquad 41$$

worin m — die Ergiebigkeit pro Meter Absenkung — nach Thiem spezifische Ergiebigkeit genannt wird. Dieser Begriff ist bei nicht zu großen Absenkungen genügend genau und sehr bequem in der Verwendung.

i) Aus Gl. 36 ergibt sich, daß die Vergrößerung des Brunnendurchmessers nur einen äußerst geringen Einfluß auf die Ergiebigkeit hat. Darin ist die Überlegenheit der billigeren Rohrbrunnen über die teuren Kesselbrunnen begründet.

k) Für die Zeit T bis zum Eintritt des Beharrungszustandes hat Lueger [120] S. 233 und 462 eine Formel gegeben. Für rohe Annäherung kann man hieraus bei einem Brunnen im Grundwasserstrom ableiten:

$$T = \frac{R - r}{86\,400 \cdot k \cdot J} \text{ Tage} \qquad 42$$

Notizen über Binnenwasserstraßen.

1. Schiffs- und Kanalquerschnitt: f und F. Man setzt wirtschaftlich zweckmäßig

$$n = F : f = 4{,}0 \div 4{,}2 \qquad 43$$

2. Wassertiefe t um (50), 60—70 cm größer als der Tiefgang der Schiffe.

3. Kanalsohlenbreite B um 1—3 m größer als die doppelte Schiffsbreite b. In Krümmungen wird zur normalen Sohlenbreite $B = 2\,b$ ein vom Krümmungshalbmesser des Kanals abhängiger Zuschlag gemacht, der z. B. am Dortmund-Emskanal für $R = 950$—700 m 1,5, für $R = 500$—450 m 2,5 m beträgt.

4. Krümmungsradius. Kleinster Radius am Elb-Travekanal $R_{min} = 600$ m, am Dortmund-Emskanal 200 m (in Ortschaften 75—100 m).

5. Schiffswiderstand. Für überschlägliche Berechnungen genügt die Formel:

$$W = k \cdot f \cdot \left(\frac{n}{n-1}\right)^2 (v \mp c)^2 \qquad 44$$

wo n und f dieselbe Bedeutung wie unter 1 haben, v die Schiffsgeschwindigkeit in Meter pro Sekunde, c die Flußgeschwindigkeit in Meter pro Sekunde bedeutet. Das Minuszeichen gilt für die Talfahrt. In Kanälen ist $c = 0$. Für Flußschiffe ist $k = 12 \div 18$, für gute Flußdampfer $k = 8 \div 10$.

6. **Füllen und Leeren einer Schleuse** bei konstanter O.W.- bzw. N.W.-Höhe. Ist F die Grundfläche der Kammer, f der Querschnitt der Füllungsleitungen, h die momentane Höhendifferenz zwischen äußerem und Kammerwasserspiegel, so kommt mit

$$Q = \mu \cdot f \cdot \sqrt{2gh}$$

als Zu- bzw. Ausfluß in der Zeit dt:

$$Q \cdot dt = \mu \cdot f \cdot \sqrt{2gh} \cdot dh$$

woraus

$$t = \frac{2 . F}{\mu . f . \sqrt{2g}} . \sqrt{h} \quad \text{und mit } \mu = 0{,}7 \quad t = \frac{F}{1{,}55 . f} \cdot \sqrt{h} \qquad 45$$

Literatur zu Kapitel VI: 16, 18, 34, 40, 52, 53, 76, 78, 92, 102, 103, 106, 115, 117, 123, 132, 134, 135, 137, 138, 147, 155, 161, 163, 166, 167, 168.

Nachtrag.

Während des Drucks vorliegender Schrift erschien die bedeutsame Abhandlung von Lippke [117], der wir folgende Werte entnehmen:

$$v_o = 0{,}895 \cdot g \sqrt[3]{t^2 \cdot J} \text{ oder mit } g = 9{,}805 \quad v_o = 8{,}775 \sqrt[3]{t^2 \cdot J}$$

$$v = v_o - 1{,}432 \cdot g^3 \cdot \frac{\mu}{2} \cdot J - \frac{g}{5} \sqrt{t^2 \cdot J} \text{ bzw. } v = v_o - 471{,}34 \mu \cdot J - 1{,}961 \sqrt{t^2 \cdot J}$$

mit

$$\mu = \frac{1}{7/3 + 5\varphi + 6\varphi^2} \quad \text{und} \quad \varphi = 0{,}448 \sqrt[6]{t^2 \cdot J}$$

$$\frac{v}{v_0} = 1 - \mu \cdot \eta^2 - \frac{\varphi}{2} \quad \text{mit} \quad \eta = 0{,}895 \cdot \sqrt[3]{J \cdot t^{-1}}$$

$$v_s = g \sqrt[3]{t \cdot J} \Big[0{,}895 \sqrt[3]{t} - 1{,}602\, g \sqrt[3]{J} \cdot \sqrt{1 + 0{,}202 \sqrt[3]{t^2 \cdot J}}$$
$$+ 1{,}432 \cdot g \sqrt[6]{J^3} \cdot \sqrt[3]{t} - 0{,}402 \sqrt[6]{t^4 \cdot J} \Big]$$

(In der Originalabhandlung dürften im zweitletzten Glied dieser Formel Druckfehler sein.)

Kapitel VII.

Ausfluß aus Öffnungen und Überfällen.

---

§ 34. Allgemeines, Überfälle betreffend.

1. Man unterscheidet gewöhnlich:

a) Vollkommene Überfälle oder Überfallwehre, bei denen der Unterwasserspiegel tiefer liegt als die Wehrkrone.

b) Unvollkommene Überfälle oder Grundwehre, bei denen der Unterwasserspiegel höher liegt als die Wehrkrone.

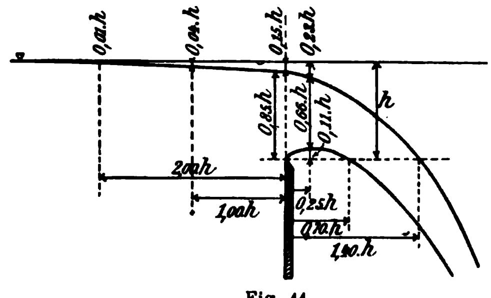


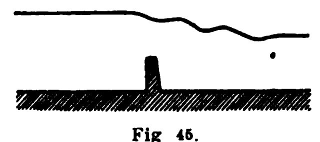
Fig. 44.

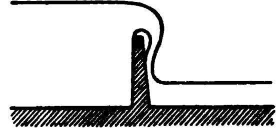
Bei höheren Wasserständen kann also ein Überfallwehr vorübergehend zum Grundwehr werden.

Die vorstehende Unterscheidung hat durch die Versuche Rehbocks [138] an ihrer Schärfe verloren.

In bezug auf die Strahlform spricht man von a) dem freien Strahl (mit Unterabteilungen), b) dem gewellten, c) dem angeschmiegten Strahl.

Für den freien, von unten her gelüfteten Strahl gibt Rehbock obenstehende Form (Fig. 44) an. Den gewellten und den angeschmiegten Strahl zeigen die Fig. 45 und 46.


Fig 45.


Fig. 46.

2. Wenn man für einen Überfall lediglich größte Leistungsfähigkeit verlangt wie bei Entlastungsanlagen aller Art, so ist hierzu erforderlich: 1. Abschrägung der Seitenwände, des Vorder- und Hinterwehrs, 2. Abrundung aller Kanten, 3. reichliche Breite und Abrundung der Wehrkrone.

Diese Anordnungen können die Leistung bis um 30 % gegenüber dem Schulfall des Überfalls über scharfe Wehrkante steigern.

§ 35. Theoretische Gleichungen.

Der Zweck der nachstehenden Ausführungen ist, die vielen in der Literatur vorkommenden Gleichungen mit einer gewissen Vollständigkeit und im Zusammenhang zu geben, um dadurch ihre gegenseitige Abhängigkeit und die bei den einzelnen Ausdrücken vorgenommenen Vernachlässigungen darzulegen.

A. Kleine Öffnung in vertikaler Wand.

Aus einem Gefäß A (Fig. 47), dessen Wasserfüllung in der Höhe $O.W.$ konstant erhalten werde, fließe Wasser durch eine kleine Öffnung aus.

1. Fall. Der Unterwasserspiegel liege um $h_o - h_u$ tiefer als der Oberwasserspiegel im Gefäß, also über der Mündung.

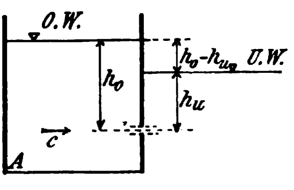


Fig. 47.

Beträgt nun die horizontale Geschwindigkeitskomponente des nach der Öffnung fließenden Wassers c, so setzt man für die Austrittsgeschwindigkeit nach der Toricellischen Gleichung $v = \sqrt{2gh}$:

$$v = \sqrt{2g\left[(h_o - h_u) + \frac{c^2}{2g}\right]} \qquad 1$$

Für sehr weite Gefäße kommt mit $c = 0$

$$v = \sqrt{2g(h_o - h_u)} \qquad 2$$

2. Fall. Der Unterwasserspiegel liege unter der Mündung. Dann ist seine Höhenlage in Beziehung zum Unterwasserspiegel ohne Einfluß auf die Austrittsgeschwindigkeit des Wassers, und man erhält:

$$v = \sqrt{2g\left[h_o + \frac{c^2}{2g}\right]} \qquad 3$$

woraus für weite Gefäße mit $c = 0$ sich

$$v = \sqrt{2gh_o} \qquad 4$$

ergibt.

B. Größere rechteckige Öffnungen.

1. Fall. Öffnung vollständig untergetaucht. Der resultierende Wasserdruck wirkt über die ganze Höhe a der Öffnung mit der konstanten Größe h nach außen, man hat deshalb mit Einführung der Größe c wie bei A (Fig. 48):

$$v = \sqrt{2\,g\left(h + \frac{c^2}{2\,g}\right)}$$ 5

In den bisherigen Fällen ergibt sich die Wassermenge aus $Q = v \cdot F$.

2. Fall. Öffnung vollständig frei (Fig. 49). Für einen Flächenstreifen $b \cdot d\,h$ ist

$$d\,Q = v \cdot d\,F = b \cdot \sqrt{2\,g\left(h + \frac{c^2}{2\,g}\right)}\,d\,h$$

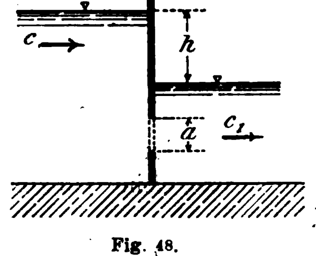


Fig. 48.

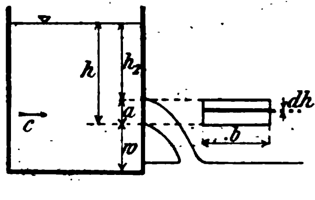


Fig. 49.

woraus durch Integration von h_2 bis h:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot b \cdot \sqrt{2\,g}\left[\left(h + \frac{c^2}{2\,g}\right)^{3/2} - \left(h_2 + \frac{c^2}{2\,g}\right)^{3/2}\right]$$ 6

und mit $c = 0$

$$Q = \frac{2}{3} \cdot b \cdot \sqrt{2\,g} \cdot \left[h^{3/2} - h_2^{3/2}\right]$$ 7

Mit $h_2 = 0$ entsteht ein Überfall (Fig. 50), für welchen sich ergibt:

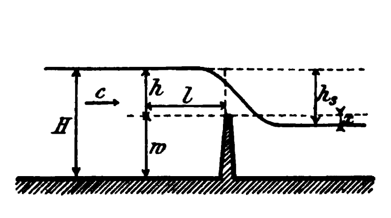


Fig. 50.

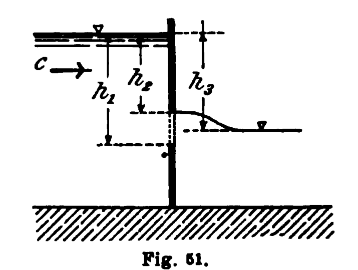


Fig. 51.

$$Q = \frac{2}{3}\,b \cdot \sqrt{2\,g} \cdot \left[h + \frac{c^2}{2\,g}\right]^{3/2}$$ 8

oder mit $c = 0$

$$Q = \frac{2}{3}\,b \cdot \sqrt{2\,g} \cdot h^{3/2}$$ 9

3. Fall. Öffnung teilweise untergetaucht (Fig. 51). Dieser Fall wird unter § 37, 3 behandelt.

C. Breite Wehrkrone.

Über dem Wehr (Fig. 52) steht jeder Querschnittsteil unter der Druckhöhe

$$h - e + \frac{c^2}{2g}$$

sofern man von der Nachsaugung des Unterwassers absieht. Man kann dann setzen bei der Wehrbreite b

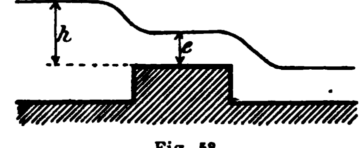


Fig. 52.

$$Q = e \cdot b \cdot \sqrt{2g\left(h - e + \frac{c^2}{2g}\right)}$$

Der Wert von e bestimmt sich aus der Bedingung $\frac{dQ}{de} = 0$, also ist

$$\frac{dQ}{de} = b \cdot \sqrt{2g\left(h - e + \frac{c^2}{2g}\right)} - \frac{2g \cdot e \cdot b}{2\sqrt{2g\left(h - e + \frac{c^2}{2g}\right)}} = 0$$

woraus sich

$$e = \frac{2}{3}h + \frac{c^2}{3g}$$

ergibt. Damit entsteht unter gleichzeitiger Einführung eines Ausflußkoeffizienten m die Gleichung:

$$Q = m\left(\frac{2}{3}h + \frac{c^2}{3g}\right) \cdot b\sqrt{2g \cdot \frac{h+k}{3}} \qquad 10$$

Vgl. § 37, C, Anm.

§ 36. Einführung von Koeffizienten.

Die tatsächlich austretende Wassermenge ist stets kleiner, als die vorstehenden Gleichungen ergeben, weil die tatsächliche Geschwindigkeit die theoretische nicht erreicht und weil das Wasser nicht den ganzen Querschnitt der Öffnung oder des Überfalls ausfüllt (Geschwindigkeitskoeffizient und Kontraktionskoeffizient). Beiden Umständen wird Rechnung getragen durch Einführung eines Ausflußkoeffizienten μ. In diesem Koeffizienten werden ferner folgende Umstände berücksichtigt:

1. Die Gestalt der Überfallkante: Scharfe Kanten geben kleinere μ als abgerundete (NB.! rechteckige und geschweifte Wehrquerschnitte).

2. Die Überfallhöhe h. Der Wert μ nimmt zu mit wachsendem h.

3. Die Zuflußgeschwindigkeit c bzw. die Wassermenge Q. Der Wert μ nimmt zu mit c und Q. Bei Meßwehren sucht man c möglichst klein zu halten.

4. Etwaige Seitenkontraktion: Überfälle mit Seitenkontraktion zeigen vergleichsweise kleinere μ als solche ohne Seitenkontraktion.

5. Die Überfallänge b bei vorhandener Seitenkontraktion: μ wächst mit b, anfangs schnell, dann langsamer, nach dem Gesetz der gleichseitigen Hyperbel (vgl. § 39, C, 3).

6. Die Form des Strahls. Vgl. [138].

7. Die Stellung des Wehrs zur Gerinneachse. Vgl. [1] S. 76—79.

8. Die Höhe der Überfallkante über der Gerinnesohle im Ober- und Unterwasser.

Der Koeffizient μ stellt also einen Korrektionsfaktor dar für alle Nebenumstände, welche durch die eine oder andere der mancherlei gebräuchlichen Formeln nicht berücksichtigt sind. Der Wert μ kann daher ziemlich verschiedene Formen annehmen und stark wechselnde Zahlenwerte besitzen, über welche jeweils Versuche Aufschluß geben sollten.

In den folgenden Gleichungen sollten also eigentlich statt μ stets Spezialwerte μ_1, μ_2 usw. stehen, ebenso für die Vereinfachungen mit $c = 0$ Koeffizienten μ_1', μ_2' usw.

Für Wehrbauten bzw. Überfälle läßt man den Wert μ schwanken zwischen 0,58 und 0,68. Bei nur einseitiger Kontraktion kann er noch weiter wachsen. Vielfach verwendet man einen

Mittelwert $\mu = 0{,}62$.

Dies ist zwar streng genommen nur für angenäherte Rechnungen zulässig; allein man hat oft keine Möglichkeit, einen anderen Wert genügend zu begründen oder durch Versuche zu erhalten.

Auch der Wert $\frac{c^2}{2g}$ ist streng genommen noch mit einem Koeffizienten ζ zu versehen. Dieser Wert ζ wächst mit zunehmender Wehrhöhe und nimmt ab mit wachsender Überfallhöhe (vgl. [50] S. 49 f. oder [2] S. 46 ff.). Nach Bazin ist für größere w und h bzw. h_1 (s. Fig. 44 und 45) ein Mittelwert $\zeta = 1{,}66$ zulässig. Danach ergibt sich als Wert des Ausdrucks:

$$k = \zeta \cdot \frac{c^2}{2g} \qquad 11$$

für

$c =$	0,1	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00
$k =$	0,002	0,005	0,022	0,048	0,085	0,190	0,339

Man sieht, daß die Vernachlässigung der Zuflußgeschwindigkeit nicht immer zulässig und daß der Koeffizient ζ namentlich bei größeren Geschwindigkeiten durchaus nicht zu vernachlässigen ist.

Besonders aufmerksam zu machen ist schließlich auf die theoretische Ableitung der Koeffizienten in [86].

§ 37. Praktische Gleichungen.

Unter Einführung der Werte μ und ζ erhält man nun

A. für kleine Öffnungen

$$Q = \mu \cdot v \cdot F \qquad 12$$

Gl. 12 mit 4 (Fig. 47) kombiniert gibt

$$Q = \mu \cdot F \sqrt{2 g h_o}$$

welche man für beliebige Öffnungen verwenden kann, wenn die Tiefe des Öffnungsschwerpunkts unter dem Wasserspiegel mindestens gleich der doppelten Öffnungshöhe ist.

B. für größere rechteckige Öffnungen:

1. Fall. Öffnung ganz im Unterwasser.

Aus Gl. 5 folgt (vgl. Fig. 48):

$$Q = \mu \cdot F \sqrt{2 g [h + k]} \qquad 13$$

2. Fall. Öffnung frei über dem Unterwasser.

Aus Gl. 6 folgt (Fig. 49):

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \sqrt{2 g} [(h + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2}] \qquad 14$$

oder mit $c = 0$ (aus Gl. 7)

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 g} \cdot [h^{3/2} - h_2^{3/2}] \qquad 15$$

Für Überfälle (vollkommene Wehre) folgt mit $h_2 = 0$ (Gl. 6) (Fig. 50):

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 g} [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}] \qquad 16$$

die sogenannte Weisbachsche Gleichung. Über ihre strenge Gültigkeit s. § 41, 2, C.

Unter Vernachlässigung des vielfach kleinen Glieds $k^{3/2}$ mit einem dadurch gegen Gl. 14 veränderten Wert von μ folgt (Fig. 50):

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 g} [h + k]^{3/2} = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 g h} \cdot \left[1 + \frac{k}{h}\right]^{3/2} \qquad 17$$

Mit $c = 0$ folgt aus Gl. 16 oder 17 mit einem neuen Wert von μ (Fig. 50):

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 g} \cdot h^{3/2}, \text{ oder in der Form } Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \sqrt{2 g h} \qquad 18$$

als Gleichung von Dubuat bezeichnet.

3. Fall. Öffnung teilweise im Unterwasser.

Es handelt sich hier um eine Verbindung der Fälle 1 und 2. Aus Gl. 13 und 14 folgt mit den Bezeichnungen aus Fig. 51 und mit Verwendung verschiedener μ:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 \cdot b \sqrt{2 g} [(h_3 + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2}] + \mu_2 \cdot \sqrt{2 g} (h_1 - h_3) \cdot b \sqrt{h_3 + k} \qquad 19$$

Mit $h_2 = 0$ folgt für Grundwehre (unvollkommene Wehre), Fig. 53:

$$Q = \frac{2}{3}\mu_1 \cdot b \sqrt{2g}\,[(h_3 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_2 \cdot \sqrt{2g}\,(h_1 - h_3) \cdot b \cdot \sqrt{h_3 + k} \qquad 20$$

oder mit $c = 0$, was hier allerdings sehr selten zulässig sein wird, also nur für Näherungsrechnungen:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_3^{3/2} + \mu_2 \cdot \sqrt{2g} \cdot (h_1 - h_3) \cdot b \cdot h_3^{1/2} \qquad 21$$

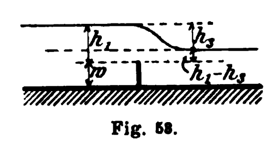


Fig. 53.

Zur Berechnung von Gl. 19 und 20 hat der österreichische Ingenieur J. Rericha eine bequeme graphische Tafel konstruiert, welche im Verlag Sestak, Prag II, Salmgasse 10 erschienen ist. Auch der Kaumannsche Schieber dient hierzu.

C. Die Gleichung von Bazin.

Aus der zweiten Gleichung 17 erhält man, da $\frac{k}{h}$ sehr klein ist (Fig. 50):

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh}\left[1 + \frac{3}{2} \cdot \zeta \frac{c^2}{2gh}\right] \qquad 22$$

Ist w die Wehrhöhe, so ist

$$c^2 = \frac{Q^2}{b^2 \cdot (h + w)^2} \qquad 23$$

und mit Verwendung von Gl. 18 für Q:

$$\frac{c^2}{2g} = \frac{4}{9} \cdot \mu^2 \cdot \frac{h^3}{(h + w)^2} \qquad 24$$

Dies gibt mit Gl. 22:

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot b \cdot h \sqrt{2gh}\left[1 + \frac{2}{3} \cdot \zeta \cdot \mu^2 \left(\frac{h}{h + w}\right)^2\right] \qquad 25$$

oder mit $\frac{2}{3}\zeta \cdot \mu^2 = K$ nach Bazin

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh}\left[1 + K\left(\frac{h}{h + w}\right)^2\right] \qquad 26$$

Nach Bazin kann man dem Mittelwert $\zeta = 1{,}66$ entsprechend $K = 0{,}55$ setzen. Man erhält dann

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot b \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h + w}\right)^2\right] \qquad 27$$

als wichtige Formel für Überfälle. Diese bringt Bazin in die Form

$$Q = m \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \quad \text{wo } m = \mu\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h + w}\right)^2\right] \qquad 28$$

Zur Berechnung von m dient die Tabelle Nr. 61.

Für $w = 0$ erhält man den Grenzwert m zur Berechnung der Abflußmenge über einen Absturz oder eine Stufe (Fig. 75, S. 144).

Anm. Für sehr breite (nicht lange) Wehrkronen gibt Flamant [11] S. 92 die Näherungsformel (Fig. 52):

$$Q = m \cdot b \cdot h \sqrt{2gh} \quad \text{mit } m = 0{,}385$$

Lesbros fand $m = 0{,}35$. Der Flamantsche Wert dürfte zutreffender sein. Vgl. § 35, C.

§ 38. Einfache Zahlengleichungen für rechteckige Mündungen und Überfälle.

Mit dem allgemeinen Mittelwert $\mu = 0{,}62$ und $\sqrt{2g} = 4{,}429$ $^2/_3 \sqrt{2g} = 2{,}95$ wird $\mu \sqrt{2g} = 2{,}75$ und $^2/_3 \mu \sqrt{2g} = 1{,}83$ und man erhält folgende Beziehungen:

1. Fall. Öffnung frei über dem Unterwasser (Fig. 49):
Aus Gl. 14 folgt:

$$Q = 1{,}83 \cdot b \cdot [(h + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2}] \qquad 29$$

Aus Gl. 15 folgt:

$$Q = 1{,}83 \cdot b \cdot [h^{3/2} - h_2^{3/2}] \qquad 30$$

oder, wenn a klein ist bzw. tief unter dem Oberwasserspiegel liegt (vgl. § 37 A), nach dem Schema $Q = \mu \cdot v \cdot F$ und $F = a \cdot b$

$$Q = 2{,}75 \cdot F \cdot \sqrt{h + k} \quad \text{bzw. mit } c = 0 \quad Q = 2{,}75 \cdot F \cdot \sqrt{h} \qquad 31$$

Für Überfälle folgt aus den Gleichungen 16—18 des letzten Paragraphen (Fig. 50):

aus Gl. 16 $\qquad Q = 1{,}83 \cdot b \cdot [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}]$ 32

aus Gl. 17 $\qquad Q = 1{,}83 \cdot b \cdot [h + k]^{3/2}$ 33

aus Gl. 18 $\qquad Q = 1{,}83 \cdot b \cdot h^{3/2}$ 34

In Tabelle 58 finden sich die Werte der Formel ($Q = 1{,}80 \cdot b \cdot h^{3/2}$). Wex stellte die Näherungsgleichung $Q = 1{,}85 \cdot b \cdot h^{3/2}$ auf (vgl. § 41, 1, D)*).

2. Fall. Öffnung ganz im Unterwasser.
Aus Gl. 13 folgt (Fig. 48):

$$Q = 2{,}75 \cdot F \cdot \sqrt{h + k} \qquad 35$$

oder mit $c = 0$

$$Q = 2{,}75 \cdot F \cdot h^{1/2} \qquad 36$$

3. Fall. Öffnung teilweise im Unterwasser (Fig. 51):
Aus Gl. 19 folgt mit $^2/_3 \mu_1 = 0{,}42$ $\quad \mu_2 = 0{,}53$

$$Q = 1{,}85 \cdot b \cdot [(h_3 + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2}] + 2{,}35\,(h_1 - h_3)\, b \sqrt{h_3 + k} \qquad 37$$

Mit $h_2 = 0$ folgt für Grundwehre aus Gl. 20 (Fig. 53):

$$Q = 1{,}86 \cdot b \cdot [(h_3 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + 2{,}35\,(h_1 - h_3)\, b \cdot \sqrt{h_3 + k} \qquad 38$$

aber mit $c = 0$ aus Gl. 21

$$Q = 1{,}86 \cdot b \cdot h_3^{3/2} + 2{,}35 \cdot b \cdot (h_1 - h_3) \cdot h_3^{1/2} \qquad 39$$

---

*) Ist $b = B$ $\quad w > 3\,h$ (Fig. 55) und wird h mindestens 1,5 m hinter der Schwelle gemessen, so kann man die Gleichung

$$Q = 1{,}96 \cdot b \cdot h^{3/2}$$

verwenden.

Diese Formel entspricht mit etwas anderen Koeffizienten der von Wex aufgestellten Näherungsgleichung § 41, 2, D.

Anm. 1. Für den Schütz (Fig. 54) ergibt die ausfließende Wassermenge angenähert zu

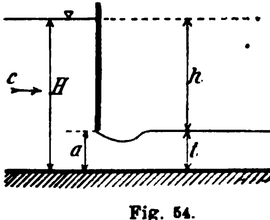


Fig. 54.

$$Q = \mu \cdot F \sqrt{2g(h+k)}$$

wo $F = a \cdot b$ $k = \frac{c^2}{2g}$ und $\mu = 0{,}68 \div 0{,}70$ ist.

Anm. 2. Läßt ein unter dem Winkel φ geneigter Schütz einen vertikal gemessenen Durchflußquerschnitt F frei, der unter dem mittleren Wasserdruck h steht, so kann man die Näherungsgleichung

$$Q = \mu \cdot F \sqrt{2g(h+k)}$$

verwenden, worin μ von $\varphi = 45$ bis $\varphi = 63$ Grad von 0,74 bis 0,80 wechselnd angenommen werden kann.

Zu Wassermessungen verwendet man Überfälle sehr häufig, jedoch wenn irgend möglich nur vollkommene, vgl. § 39 B.

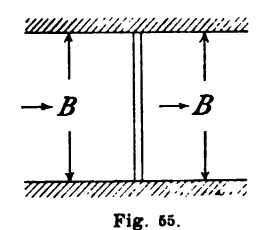


Fig. 55.

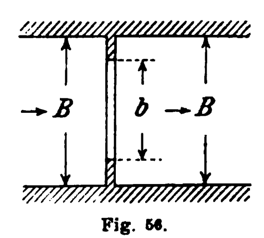


Fig. 56.

Ist B die Gerinnebreite, b die Überfallbreite, so bezeichnet man Überfälle

mit $b = B$ (einseitige Kontraktion) als Bazinüberfälle oder Castelsche Überfälle (Fig. 55),

mit $b < B$ (dreiseitige Kontraktion) als Ponceletüberfälle (Fig. 56)

und wählt als Ausschnittbreite im zweiten Fall

für Q bis zu	30 sl	$b = 20$ cm	
„ Q „ „	150 sl	$b = 50$ „	
„ Q über	150 sl	$b = 100$ „	und mehr.

Man muß vermeiden, zu kleine Überfallhöhen zu bekommen, sonst verwendet man besser Bazinüberfälle, weil sich dabei μ nur für kleinere Breiten stark mit B ändert und dies in geringerem Maß als bei Ponceletüberfällen.

Die Stadt Wiesbaden verwendet eine Überfallform, bei welcher die Überfallmengen proportional den Überfallhöhen sind.

Über Überfälle zur Entnahme von Wasser aus Flüssen usw. vgl. Monitore tecnico vom 10. April 1907.

Tabelle der Werte $h^{3/2}$; $v = \sqrt{2gh}$

Tabelle 58. und $Q = 1{,}80 \cdot b \cdot h\sqrt{h}$ für $b = 1$.

h	$h^{3/2}$	v in $h = \frac{v^2}{2g}$	Q	h	$h^{3/2}$	v in $h = \frac{v^2}{2g}$	Q	h	$h^{3/2}$	v in $h = \frac{v^2}{2g}$	Q
0,01	0,001	0,443	0,0018	0,21	0,096	2,030	0,1728	0,41	0,263	2,836	0,4734
0,02	0,003	0,626	0,0054	0,22	0,103	2,078	0,1854	0,42	0,272	2,870	0,4896
0,03	0,005	0,767	0,0090	0,23	0,110	2,174	0,1980	0,43	0,282	2,904	0,5075
0,04	0,008	0,886	0,0114	0,24	0,118	2,170	0,2124	0,44	0,292	2,938	0,5256
0,05	0,011	0,990	0,0200	0,25	0,125	2,215	0,2250	0,45	0,302	2,971	0,5436
0,06	0,015	1,085	0,0270	0,26	0,133	2,259	0,2394	0,46	0,312	3,004	0,5616
0,07	0,019	1,172	0,0342	0,27	0,140	2,301	0,2520	0,47	0,322	3,037	0,5796
0,08	0,023	1,253	0,0414	0,28	0,148	2,344	0,2664	0,48	0,333	3,069	0,5994
0,09	0,027	1,329	0,0486	0,29	0,156	2,385	0,2808	0,49	0,343	3,100	0,6174
0,10	0,032	1,401	0,0576	0,30	0,164	2,426	0,2952	0,50	0,354	3,132	0,6372
0,11	0,036	1,468	0,0648	0,31	0,173	2,466	0,3114	0,51	0,364	3,163	0,6552
0,12	0,042	1,534	0,0756	0,32	0,181	2,506	0,3258	0,52	0,375	3,194	0,6750
0,13	0,047	1,597	0,0846	0,33	0,190	2,554	0,3420	0,53	0,386	3,224	0,6948
0,14	0,052	1,657	0,0936	0,34	0,198	2,587	0,3564	0,54	0,397	3,253	0,7146
0,15	0,058	1,715	0,1044	0,35	0,207	2,620	0,3726	0,55	0,408	3,285	0,7344
0,16	0,064	1,772	0,1152	0,36	0,216	2,658	0,3888	0,56	0,419	3,314	0,7542
0,17	0,070	1,826	0,1260	0,37	0,225	2,694	0,4050	0,57	0,430	3,344	0,7740
0,18	0,076	1,879	0,1368	0,38	0,234	2,730	0,4212	0,58	0,442	3,373	0,7956
0,19	0,083	1,931	0,1494	0,39	0,244	2,766	0,4392	0,59	0,453	3,402	0,8154
0,20	0,089	1,981	0,1602	0,40	0,253	2,801	0,4554	0,60	0,465	3,431	0,8370

Tabelle 59. Druckhöhen $k = \frac{v^2}{2g}$, wenn gegeben v.

v	k	v	k	v	k	v	k
0,10	0,0005097	1,10	0,06168	2,10	0,2248	3,10	0,4899
0,15	0,001147	1,15	0,06741	2,15	0,2356	3,15	0,5058
0,20	0,002039	1,20	0,07340	2,20	0,2467	3,20	0,5220
0,25	0,003186	1,25	0,07965	2,25	0,2581	3,25	0,5384
0,30	0,004588	1,30	0,08615	2,30	0,2697	3,30	0,5551
0,35	0,006244	1,35	0,09290	2,35	0,2815	3,35	0,5721
0,40	0,008156	1,40	0,09991	2,40	0,2936	3,40	0,5893
0,45	0,010322	1,45	0,1072	2,45	0,3060	3,45	0,6067
0,50	0,012744	1,50	0,1147	2,50	0,3186	3,50	0,6244
0,55	0,015420	1,55	0,1225	2,55	0,3315	3,55	0,6424
0,60	0,018351	1,60	0,1305	2,60	0,3446	3,60	0,6606
0,65	0,021537	1,65	0,1388	2,65	0,3580	3,65	0,6791
0,70	0,024978	1,70	0,1473	2,70	0,3716	3,70	0,6978
0,75	0,028673	1,75	0,1561	2,75	0,3855	3,75	0,7168
0,80	0,032624	1,80	0,1652	2,80	0,3996	3,80	0,7361
0,85	0,036829	1,85	0,1745	2,85	0,4140	3,85	0,7556
0,90	0,041289	1,90	0,1840	2,90	0,4287	3,90	0,7753
0,95	0,046005	1,95	0,1938	2,95	0,4434	3,95	0,7953
1,00	0,05097	2,00	0,2039	3,00	0,4588	4,00	0,8156
1,05	0,05620	2,05	0,2142	3,05	0,4742	5,00	1,2744

Tabelle 60. Die $^3/_2$ten Potenzen der Zahlen 1 bis 200.

n	$n^{3/2}$	n	$n^{3/2}$	n	$n^{3/2}$	n	$n^{3/2}$	n	$n^{3/2}$
1	1	41	262,53	81	729	121	1331	161	2042,9
2	2,8284	42	272,19	82	742,53	122	1347,5	162	2061,9
3	5,1961	43	281,97	83	756,17	123	1364,2	163	2081,0
4	8	44	291,86	84	769,88	124	1380,8	164	2100,2
5	11,180	45	301,87	85	783,67	125	1397,5	165	2119,4
6	14,697	46	311,89	86	797,54	126	1414,3	166	2138,8
7	18,520	47	322,22	87	811,48	127	1431,2	167	2158,2
8	22,627	48	332,55	88	825,50	128	1448,2	168	2177,5
9	27	49	343	89	839,63	129	1465,2	169	2197
10	31,623	50	353,55	90	853,80	130	1481,2	170	2216,5
11	36,483	51	364,63	91	868,08	131	1499,4	171	2236,2
12	41,569	52	374,97	92	882,44	132	1516,5	172	2255,8
13	46,872	53	385,85	93	896,85	133	1533,8	173	2275,5
14	52,383	54	396,81	94	911,37	134	1551,1	174	2295,2
15	58,094	55	407,89	95	925,94	135	1568,5	175	2315,1
16	64	56	419,07	96	940,61	136	1586,0	176	2334,9
17	70,092	57	430,34	97	955,33	137	1603,6	177	2354,8
18	76,367	58	441,72	98	970,15	138	1621,1	178	2374,8
19	82,867	59	453,19	99	985,05	139	1638,8	179	2394,8
20	89,443	60	464,76	100	1000	140	1656,5	180	2414,9
21	96,234	61	476,43	101	1015,0	141	1674,3	181	2435,1
22	103,19	62	488,18	102	1030,1	142	1692,1	182	2455,3
23	110,30	63	500,04	103	1045,3	143	1710,0	183	2475,6
24	117,57	64	512	104	1060,6	144	1728	184	2495,9
25	125	65	524,04	105	1075,9	145	1746,1	185	2516,3
26	132,57	66	536,18	106	1091,4	146	1764,1	186	2536,7
27	140,29	67	548,41	107	1106,8	147	1782,3	187	2557,2
28	148,16	68	560,74	108	1122,4	148	1800,5	188	2577,8
29	156,17	69	573,16	109	1138,0	149	1818,8	189	2598,3
30	164,32	70	585,66	110	1153,7	150	1837,1	190	2618,9
31	172,60	71	598,26	111	1169,4	151	1855,5	191	2639,7
32	181,02	72	610,94	112	1185,3	152	1874,0	192	2660,4
33	189,57	73	623,70	113	1201,2	153	1892,5	193	2681,3
34	198,25	74	636,56	114	1217,2	154	1911,1	194	2702,1
35	207,06	75	649,51	115	1233,3	155	1929,7	195	2723,0
36	216	76	662,54	116	1249,4	156	1948,4	196	2744,1
37	225,06	77	675,68	117	1265,6	157	1967,2	197	2765,0
38	234,24	78	688,86	118	1281,8	158	1986,0	198	2786,1
39	243,55	79	702,18	119	1298,2	159	2004,9	199	2807,2
40	252,98	80	715,54	120	1314,5	160	2023,9	200	2828,4

Mit den Werten $10^{3/2} = 31{,}6228$

$100^{3/2} = 1000$

$1000^{3/2} = 31623$

kann man die $^3/_2$ten Potenzen beliebiger Zahlen berechnen, z. B. ist für $n = 0{,}129$

$$n^{3/2} = \frac{129^{3/2}}{1000^{3/2}} = \frac{1465{,}2}{31623} = 0{,}0436.$$

Man kann mittels der Werte Q der Tabelle 58 auch die Gl. 16 berechnen, in welcher die Zuflußgeschwindigkeit enthalten ist. Man zerlegt sie hierzu in zwei Teile:

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}\,(h + k)^{3/2} - \frac{2}{3}\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot k^{3/2} \qquad 40$$

entnimmt aus der Tabelle 59 den der Zuflußgeschwindigkeit entsprechenden Wert von k und berechnet beide Teile der Gleichung einzeln.

§ 39. Versuchsresultate.

A. Öffnungen. Formel: $Q = \mu \cdot F \cdot \sqrt{2gh}$ 41

Bei einem Versuchspumpbetrieb in Schaffhausen wurde (Schweiz. Bauz. LX, S. 56) ein Rohr von 450 mm auf 275 eingeengt (Fig. 57) und die Druckhöhen beim Durchfluß am Piezometer gemessen. Die Gleichung

$$Q = 0{,}62 \cdot F \cdot \sqrt{2gh}$$

ergab, durch Eichung kontrolliert,

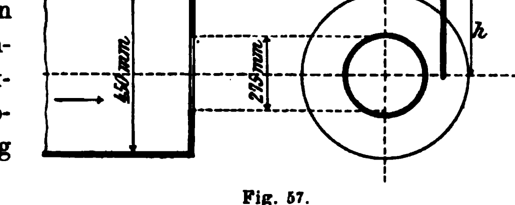
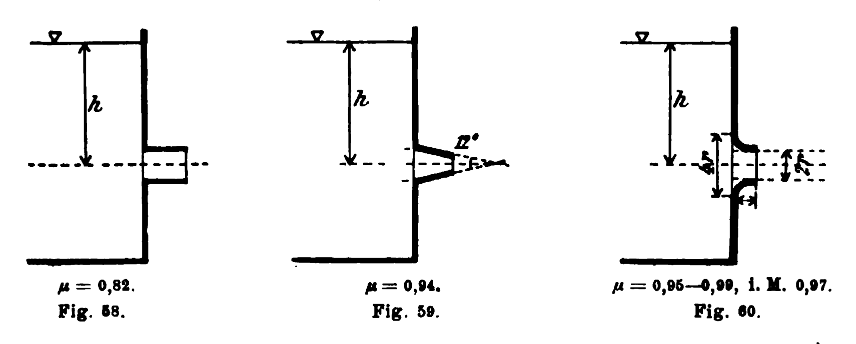


Fig. 57.

bei $h = 0{,}45$ m Identität mit der Messung,
„ $h = 0{,}20$ m 76 sl gegen 73 der Messung,
„ $h = 0{,}80$ m 142 „ „ 146 „ „

Im übrigen schwankt μ für kreisrunde und rechteckige Öffnungen in dünner Wand zwischen 0,57 und 0,70 (vgl. auch § 20 und Nachtrag S. 139).

Für die drei nachstehenden Fig. 58—60 mit kreisförmigen Öffnungen kann man nach Lueger die beigesetzten Koeffizienten verwenden.



$\mu = 0{,}82$. Fig. 58.
$\mu = 0{,}94$. Fig. 59.
$\mu = 0{,}95$—$0{,}99$, i. M. 0,97. Fig. 60.

Zum Vorhandensein vollständiger Kontraktion gilt als erforderlich, daß die Kanten der Öffnung mindestens um das $1 \div 1^1/_2$fache der kleinsten Öffnungsdimension von der nächsten Wand entfernt seien.

Wenn ein Teilstück a einer Öffnung vom Gesamtumfang U eine geradlinige Fortsetzung einer Gerinnewand darstellt, so ändert sich natürlich der Ausflußkoeffizient. Man pflegt dann nach Weisbach und Bidone dessen Wert für vollständige Kontraktion noch zu multiplizieren

$$\left.\begin{array}{l} \text{bei rechteckigen Öffnungen mit } \left(1 + 0{,}1523 \frac{a}{U}\right) \\ \text{bei kreisförmigen Öffnungen mit } \left(1 + 0{,}1280 \frac{a}{U}\right) \end{array}\right\} \quad 42$$

Nach Versuchen von Lueger ist die Steighöhe eines springenden Strahls (die obersten Wassertropfen gemessen):

$$s = \frac{H}{1 + \varphi \cdot H} \qquad 43$$

wo H die Druckhöhe vor dem Ausflußquerschnitt und φ einen Koeffizienten bedeutet, dessen Wert für

D mm =	10	11	12	13	14	15	16
	0,0228	0,0203	0,0183	0,0165	0,0149	0,0136	0,0124

Mit F als Mündungsquerschnitt ist die Liefermenge eines Strahlrohrs:

$$Q = 0{,}95 \cdot F \sqrt{2 g \cdot H}$$

B. Vollkommene Überfälle mit Seitenkontraktion.

Legt man hier auf genaue Resultate Wert, so sollte man von der Anordnung und den Maßen der Versuchsgerinne möglichst wenig abweichen. Diese Einschränkung erschwert etwas die Verwendung von Überfällen mit Seitenkontraktion.

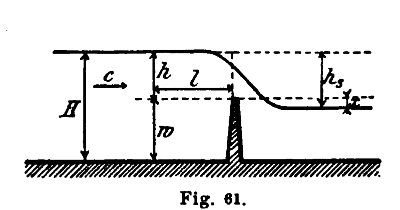


Fig. 61.

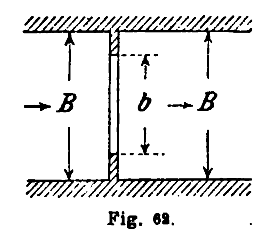


Fig. 62.

Die nachstehend angeführten Koeffizienten beziehen sich auf Fig. 61 und 62 sowie Gl. 18 in der Schreibweise

$$Q = m \cdot b \cdot h \sqrt{2 g h} \qquad 44$$

Allgemein kann man hierzu sagen: der Koeffizient m nimmt ab mit wachsender Tiefe h, er nimmt zu mit wachsender Breite b und zwar geschehen beide Änderungen anfangs rasch, dann langsamer.

a) Frese fand bei $l = 5$ m, $b_{max} = 5{,}5$ m, $0{,}1 < h < 0{,}6$ [59] S. 1285:

$$\left.\begin{aligned} m &= \frac{2}{3}\left(0{,}5755 + \frac{0{,}017}{0{,}18 + h} - \frac{0{,}075}{1{,}2 + b}\right) \cdot \\ &\left\{1 + \left[0{,}25\left(\frac{b}{B}\right)^2 + 0{,}025 + \frac{0{,}0375}{\left(\frac{h}{H}\right)^2 + 0{,}02}\right] \cdot \left(\frac{h}{H}\right)^2\right\}\end{aligned}\right\} \quad 45$$

Das $b_{max} = 5{,}5$ des Versuchs darf in der Praxis ziemlich erheblich überschritten werden. Dagegen entsprechen sich folgende nicht zu überschreitende Grenzwerte: für $h = 0{,}2$ $b_{min} = 0{,}1$ und für $h = 0{,}6$ $b_{min} = 0{,}5$. Auch die folgenden Zahlen sind zusammengehörige obere Grenzwerte der Versuche, über welche man bei der Freseschen Formel nicht wesentlich hinausgehen sollte.

$\frac{h}{H} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	1,0
$\frac{b}{B} =$	0,9	0,8	0,7	0,5	0,3	0,2	0,1

b) Kinzer fand bei Versuchen an der Wiener Hochquelleitung mit $B = 1{,}377$ m, $b = 0{,}2$; 0,4; 0,6; 0,8 und 1,0 m, $h = 0{,}044$—$0{,}246$, $c = 0{,}012$ bis 0,237 bei Messungen 1 m oberhalb der Schwelle mit der Gleichung

$$Q = m \cdot b \left(h + \frac{c^2}{2g}\right)^{3/2} \cdot \sqrt{2g} \quad \text{wobei } c = \frac{Q}{B \cdot H} \qquad 46$$

den Koeffizienten:

$$m = 0{,}4342 + 0{,}009 \cdot \frac{b}{B} - 0{,}0777 \frac{h}{H} \qquad 47$$

Die Überfälle waren nach außen abgeschrägt und hatten scharfe Kanten aus Zinkblech; der Strahl war gelüftet. Die Gl. 47 behält Gültigkeit bis zu den kleinsten Werten von h. Diese Formeln ergaben sehr gute Übereinstimmung mit den Resultaten der direkten Messung [99].

C. Überfälle **ohne** Seitenkontraktion.

1. Auch hier müssen die Anordnungen der Versuchsgerinne, an welchen die Formeln abgeleitet wurden, so weit als irgend möglich beibehalten werden. Insbesondere ist natürlich zu vermeiden: Entstehung von Seitenkontraktion und Bildung eines unvollkommenen Überfalls. Außerordentlich wichtig ist reichliche Lüftung der Strahlunterfläche, da sonst die Koeffizienten sich bis um 15 % ändern können. Wird die Höhe der Überfallwand oder des Strahls oder beider größer, als die Formeln angeben, so empfehlen sich Kontrollmessungen mit dem Flügel.

Das Schweizerische Hydrometrische Bureau stellt die Kanalwandungen aus sorgfältig geglättetem Beton, die Überfallwände aus vollkommen glatten, armierten, 7 mm dicken Blechtafeln mit (nach Bazin) horizontaler nicht abgeschrägter oberer Abgrenzungsfläche her. Die Pegel stehen am besten in seitlich angebrachten, mit den Kanälen kommunizierenden Gefäßen.

2. Die folgenden Ergebnisse gelten sämtlich für einen auf der Rückseite gelüfteten Strahl mit freiem Fuß und für die Gl. 44.

a) Bazin arbeitete mit $b = 2{,}10$ m, scharfer Überfallkante und erhielt [9] S. 225 für $0{,}1 < h < 0{,}6$ m:

$$m = \nu \cdot \left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right], \quad \text{wo } \nu = 0{,}405 + \frac{0{,}003}{h} \qquad 48$$

Tabelle 61 enthält die Berechnung dieser Werte, die auffallenderweise nicht ganz gesetzmäßig verlaufen, vgl. die Bemerkung nach Formel 51. Einen vereinfachten Spezialwert dieser Formel für $0{,}1 < h < 0{,}3$ bildet die Gleichung:

$$m = 0{,}425 + 0{,}212\left[\frac{h}{h+w}\right]^2 \qquad 49$$

Bazinsche Tafel für die Werte des Koeffizienten *m*.

Tabelle 61.

h in m	Werte des Koeffizienten *m* für verschiedene Größen von *w* in Metern									Grenzwert Koeffizient μ
	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,50	2,00	
0,05	0,458	0,453	0,451	0,450	0,449	0,449	0,449	0,448	0,448	0,4481
0,06	0,456	0,450	0,447	0,445	0,445	0,444	0,443	0,443	0,443	0,4427
0,07	0,455	0,448	0,445	0,443	0,442	0,441	0,440	0,440	0,439	0,4391
0,08	0,456	0,447	0,443	0,441	0,440	0,438	0,438	0,437	0,437	0,4363
0,09	0,457	0,447	0,442	0,440	0,438	0,436	0,436	0,435	0,434	0,4340
0,10	0,459	0,447	0,442	0,439	0,437	0,435	0,434	0,433	0,433	0,4322
0,12	0,462	0,448	0,442	0,438	0,436	0,433	0,432	0,430	0,430	0,4291
0,14	0,466	0,450	0,443	0,438	0,435	0,432	0,430	0,428	0,428	0,4267
0,16	0,471	0,453	0,444	0,438	0,435	0,431	0,429	0,427	0,426	0,4246
0,18	0,475	0,456	0,445	0,439	0,435	0,431	0,428	0,426	0,425	0,4229
0,20	0,480	0,459	0,447	0,440	0,436	0,431	0,428	0,425	0,423	0,4215
0,22	0,484	0,462	0,449	0,442	0,437	0,431	0,428	0,424	0,423	0,4203
0,24	0,488	0,465	0,452	0,444	0,438	0,432	0,428	0,424	0,422	0,4194
0,26	0,492	0,468	0,455	0,446	0,440	0,432	0,429	0,424	0,422	0,4187
0,28	0,496	0,472	0,457	0,448	0,441	0,433	0,429	0,424	0,422	0,4181
0,30	0,500	0,475	0,460	0,450	0,443	0,434	0,430	0,424	0,421	0,4174
0,32	—	0,478	0,462	0,452	0,444	0,436	0,430	0,424	0,421	0,4168
0,34	—	0,481	0,464	0,454	0,446	0,437	0,431	0,424	0,421	0,4162
0,36	—	0,483	0,467	0,456	0,448	0,438	0,432	0,424	0,421	0,4156
0,38	—	0,486	0,469	0,458	0,449	0,439	0,432	0,424	0,421	0,4150
0,40	—	0,489	0,472	0,459	0,451	0,440	0,433	0,424	0,421	0,4144
0,42	—	0,491	0,474	0,461	0,452	0,441	0,434	0,425	0,421	0,4139
0,44	—	0,494	0,476	0,463	0,454	0,442	0,435	0,425	0,421	0,4134
0,46	—	0,496	0,478	0,465	0,456	0,443	0,435	0,425	0,421	0,4128
0,48	—	—	0,480	0,467	0,457	0,444	0,436	0,425	0,421	0,4122
0,50	—	—	0,482	0,468	0,459	0,445	0,437	0,426	0,421	0,4118
0,52	—	—	0,483	0,470	0,460	0,446	0,438	0,426	0,421	0,4112
0,54	—	—	0,485	0,472	0,461	0,447	0,438	0,426	0,421	0,4107
0,56	—	—	0,487	0,473	0,463	0,448	0,439	0,427	0,421	0,4101
0,58	—	—	0,489	0,475	0,464	0,449	0,440	0,427	0,421	0,4096
0,60	—	—	0,490	0,476	0,466	0,451	0,441	0,427	0,421	0,4092

Ihren Fehler gibt Bazin mit maximal $\pm 2 \div 3$ % des wahren Werts an; vgl. hierzu das nach Gl. 51 Gesagte. Eine bequeme Zusammenstellung der Bazinschen Resultate gibt Gravelius in der Zeitschrift für Gewässerkunde, 3. Bd., S. 162 ff.

b) Frese arbeitete mit scharfer Kante, guter Lüftung, $b > h$ und $0{,}5 < b < 5{,}5$ m, ferner $0{,}1 < h < 0{,}6$. Er maß die Höhen 5 m hinter der Schwelle und erhielt:

$$m = \left[0{,}410 + \frac{0{,}0014}{h}\right] \cdot \left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right] \qquad 50$$

Frese empfiehlt, stets innerhalb der Grenze $0{,}1 < h < 0{,}6$ zu bleiben.

c) Hansen arbeitete mit Kanten, die auf 1,5 mm geschärft waren, und mit guter Lüftung. Ferner war $w = 0{,}514$ m, $b = 1{,}08$ und die Versuche erstreckten sich von $h = 82$ bis $h = 291$ mm. Nach dem Gang der Versuche kann die Formel zwischen $h = 51{,}4$ und $h = 360$ mm verwendet werden. Hansen erhielt:

$$m = \frac{0{,}41137}{1 - 0{,}35815\sqrt{h^3}} \qquad 51$$

d) Unter Anwendung verschärfter Messungsverfahren erhielt Rehbock in jüngster Zeit eine Gleichung für scharfkantige Überfälle ohne Kontraktion, welche wohl als endgültige Form seiner in [139] S. 17 aufgestellten Gleichung anzusehen ist. Diese neueste Gleichung, welche erstmals auf der 83. Versammlung Deutscher Naturforscher und Ärzte 1911 veröffentlicht wurde, ist hier mit freundlicher Erlaubnis ihres Verfassers abgedruckt. Sie lautet entsprechend Gl. 44 für $0{,}02 < h < w > 0{,}1$. 52

$$m = \frac{2}{3}\left[0{,}609 + \frac{1}{1000\,h - 3} + \frac{1}{13 \cdot \frac{w + 0{,}01}{h} - 2}\right] \qquad 53$$

Das zweite Klammerglied berücksichtigt den bei kleinen h beträchtlichen Einfluß der Wehrschneide, das dritte Glied die Zuflußgeschwindigkeit. Die beiden ersten Glieder zusammen gelten für $w = \infty$. Die Formelwerte sind auch für h, welche über die beobachteten hinausgehen, der wirklichen Größe wahrscheinlich sehr nahe kommend.

Auch die neuesten Versuche Rehbocks beweisen, daß die Wehrlänge bei einseitiger Kontraktion ohne Einfluß auf den Koeffizienten ist. Über Rehbocks Versuche an anderen Wehrformen muß auf den zurzeit im Druck befindlichen Band des Ingenieurhandbuchs über Stauanlagen hingewiesen werden.

e) Die folgende Tabelle ist auf Grund der Formeln 48 und 49 (B.), 50 (F.), 51 (H.) und 53 (R.) berechnet. Hansen vermutet, daß sich bei den Versuchen Bazins Störungen eingeschlichen hätten, so daß ihre Wahl bei der Berechnung des Nutzeffekts von Turbinen von Nachteil für den

Vergleich der Koeffizienten von Bazin, Frese, Hansen und Rehbock.

Tabelle 62.

h in m		$w = 0{,}25$	$w = 0{,}50$	$w = 0{,}80$	$w = 1{,}00$
0,05	H.	—	0,413	—	—
	R.	0,4303	0,4253	0,4235	0,4227
$(h : w + h)^2$		0,02777	0,00826	0,00346	0,00227
0,08	H.	—	0,415	—	—
	R.	0,4312	0,4220	0,4198	0,4188
$(h : w + h)^2$		0,05876	0,01902	0,00826	0,00549
0,10	B. 48	0,452	0,439	0,435	0,434
	B. 49	0,442	0,430	0,428	0,427
	F.	0,443	0,430	0,427	0,424
	H.	—	0,416	—	—
	R.	0,434	0,423	0,419	0,418
$(h : w + h)^2$		0,08162	0,02779	0,01234	0,00826
0,15	B. 48	0,460	0,438	0,431	0,429
	B. 49	0,455	0,436	0,430	0,429
	F.	0,451	0,431	0,425	0,423
	H.	—	0,420	—	—
	R.	0,443	0,426	0,420	0,418
$(h : w + h)^2$		0,14062	0,05827	0,02493	0,01700
0,20	B. 48	0,468	0,440	0,431	0,428
	B. 49	0,467	0,444	0,433	0,431
	F.	0,462	0,436	0,426	0,423
	H.	—	0,425	—	—
	R.	0,454	0,431	0,422	0,420
$(h : w + h)^2$		0,19749	0,08162	0,04000	0,02779
0,30	B. 48	0,486	0,450	0,434	0,430
	B. 49	0,488	0,455	0,441	0,436
	F.	0,483	0,447	0,432	0,427
	H.	—	0,437	—	—
	R.	0,480	0,442	0,429	0,424
$(h : w + h)^2$		0,29746	0,14062	0,07436	0,05827
0,40	B. 48	—	0,459	0,440	0,433
	F.	0,500	0,459	0,439	0,433
	H.	—	(h = 0,36) 0,446	—	—
	R.	—	0,453	0.435	0,429
$(h : w + h)^2$		0,37859	0,19749	0,11109	0,08128
0,50	B. 48	—	0,468	0,445	0,437
	F.	0,514	0,470	0,447	0,438
	R.	—	0,467	0.442	0,435
$(h : w + h)^2$		0,44435	0,25000	0,14792	0,11109
0,60	B. 48	—	0,476	0,451	0,441
	F.	0,530	0,480	0,455	0,445
	R.	—	—	0,450	0,441
$(h : w + h)^2$		0,51509	0,29746	0,18361	0,14063

Fabrikanten sei. Dies scheinen die neuen Versuche Rehbocks, etwa bis zur Grenze $h = 0{,}3$ m hinauf, zu bestätigen. Auch die Werte von Frese sind durchweg kleiner als die Bazinschen Zahlen.

3. Besonderes Interesse verdienen noch Resultate an den großen Ausführungen ähnlicher Formen.

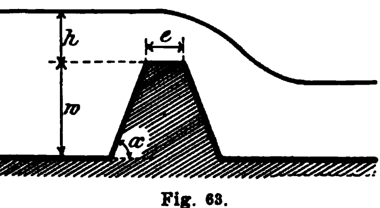


Fig. 63.

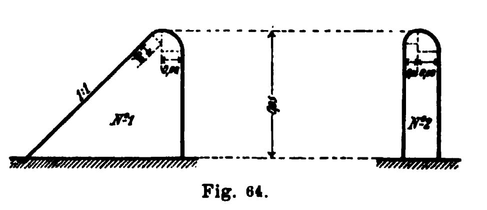
Neigt sich der Vorboden unter dem $\sphericalangle\, \alpha$ nach dem Unterwasser hin, so geht nach Rehbock bei großem w und mäßigem h für α zwischen 90° und 45° der Wert m (nach Gl. 49) über in den größeren

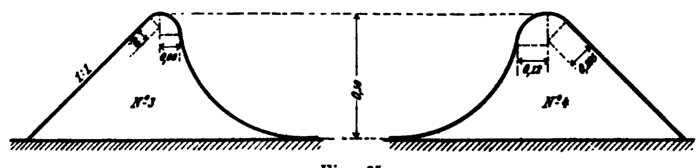
$$m' = (1 + 0{,}11 \cdot \text{ctg}\, \alpha) \cdot \text{m} \qquad 54$$

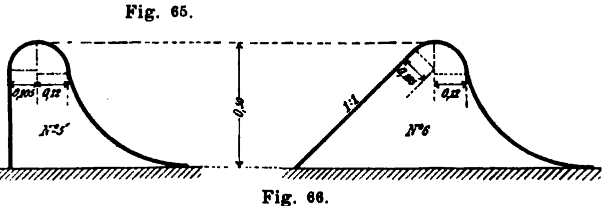
Das Maximum von m' tritt ein für $\alpha = 26^{0}\, 30'$ (1 : 2) mit $m'_{max} = 1{,}12\, m$. Für $\alpha > 90^{0}$ wird $m' < m$. Jedoch ist bei abgerundeter Überfallkante die Neigung des Vorbodens ohne wesentlichen Einfluß auf m.

Betreffend die weiteren Ergebnisse der Rehbockschen Untersuchungen sei auf dessen Arbeit [139] verwiesen.

Rehbock fand, daß bei Wehrkronen mit Kreisbogenform die Größe des Radius die entscheidende Rolle spielt.


Fig. 64.


Fig. 65.


Fig. 66.

Auch Bazin hat sich eingehend mit derartigen speziellen Wehrformen beschäftigt. Eine wagrechte Wehrkrone kann nach seinen Untersuchungen vom Strahl erst dann berührt werden, wenn die Stärke e der vertikalen Stauwand größer als $\frac{h}{2}$ ist. Ist $e > \frac{2}{3}\, h$, so legt sich der Strahl stets auf und man erhält für eine scharfkantige Krone mit Gl. 49

$$m'' = \left(0{,}7 + 0{,}185 \cdot \frac{h}{e}\right) \cdot m \qquad 55$$

Bei abgerundeten Kanten kann dieser Wert noch um maximal 14% steigen.

Die folgenden Beispiele sind dem Aufsatz von Gravelius [70] entnommen. Bezeichnet man mit m den Koeffizienten, wie er bei scharfer Kante und freiem Strahl (Gl. 48) zutrifft und mit m_x den Koeffizienten für eine besondere Anordnung, so fand Bazin folgende Werte des Verhältnisses $m_x : m$ für sechs verschiedene Wehrtypen (s. Tab. 63).

Tabelle 63.

Strahlform	h in cm	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6
anliegend	10	1,125	1,150	1,135	1,060	1,040	1,060
	15	1,210	1,240	1,210	1,130	1,125	1,130
	20	1,270	1,310	1,245	1,180	1,175	1,180
voll	25	1,280	1,320	1,285	1,225	1,230	1,230
	30	1,265	1,290	1,275	1,260	1,260	1,245
	35	1,240	1,235	1,240	1,285	1,250	1,240

Die Bazinschen ergänzende Versuche über die Beziehungen zwischen der Bazinschen Formel (Gl. 44) für scharfe Wehrkanten und einigen in der Praxis üblichen Wehrformen veröffentlicht Gardner S. Williams in Eng. News 1911 (65), S. 38. Allerdings fehlen Angaben über die Art der Wassermessung. Zur Ermittlung der Abflußmenge bestimmt man zunächst die Überlaufmenge über ein „Bazinwehr" (vgl. S. 125) von gleichen b, w und h und multipliziert dann das Ergebnis mit dem aus untenstehender Tabelle sich für das betreffende h ergebenden Koeffizienten. Die Versuche umfaßten folgende Typen:

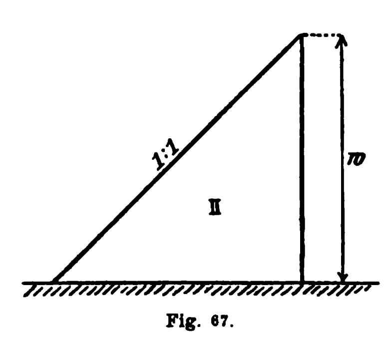


Fig. 67.

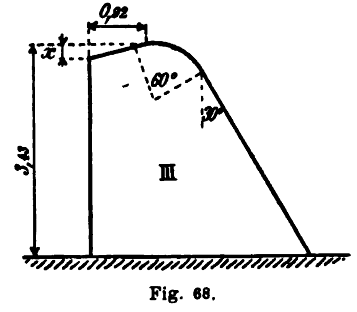


Fig. 68.

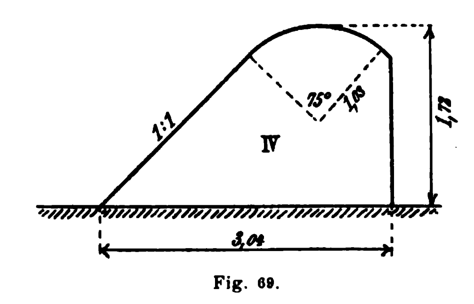


Fig. 69.

Type I. Rechteckiger Wehrkörper, wie Fig. 52, von der Dicke s.
Type II. Dreieckförmiges Wehr entsprechend Fig. 67.
Type III entsprechend Fig. 68.
a) für $x = 0,23$ m; b) für $x = 0,46$ m; c) für $x = 0,92$ m.
Type IV entsprechend Fig. 69.

Tabelle 64.

h in m	Type I							
	$s = 0,146$ m	$s = 0,285$ m	$s = 0,50$ m	$s = 0,97$ m	$s = 1,80$ m	$s = 2,74$ m	$s = 3,75$ m	$s = 4,97$ m
0,15	0,902	0,830	0,819	0,797	0,785	0,783	0,783	0,783
0,30	0,972	0,904	0,879	0,812	0,800	0,798	0,795	0,792
0,45	1,000	0,957	0,910	0,821	0,807	0,803	0,802	0,797
0,60	1,000	0,989	0,925	0,821	0,805	0,800	0,798	0,795
0,75	1,000	1,000	0,932	0,816	0,800	0,795	0,792	0,789
0,90	1,000	1,000	0,938	0,813	0,796	0,791	0,787	0,784
1,05	1,000	1,000	0,942	0,810	0,793	0,787	0,783	0,780
1,20	1,000	1,000	0,947	0,808	0,790	0,783	0,780	0,777

h in m	Type II		Type III			Type IV
	$w = 2,03$ m	$w = 3,44$ m	$x = 0,23$ m	$x = 0,46$ m	$x = 0,92$ m	
0,15	1,060	1,060	0,968	0,971	0,971	0,971
0,30	1,079	1,079	1,008	1,040	1,040	0,983
0,45	1,091	1,092	1,032	1,083	1,092	1,022
0,60	1,086	1,097	1,041	1,105	1,126	1,040
0,75	1,076	1,096	1,043	1,118	1,146	1,057
0,90	1,067	1,095	1,044	1,128	1,163	1,072
1,05	1,060	1,094	1,045	1,136	1,177	1,085
1,20	1,054	1,093	1,046	1,144	1,190	1,097

Nach freundlicher Mitteilung von Oberbaurat Rehbock läßt die vergleichende Auftragung dieser Werte leider keine Gesetzmäßigkeit erkennen.

Vgl. hierzu auch den Aufsatz von Martin in Eng. News 1910 (64), S. 321 über Versuchsmessungen an großen festen Wehren.

4. Nachstehendes Ergebnis dürfte zur Beurteilung größerer Ausführungen von Interesse sein, da B rund 15 m betrug. Bei dem ohne Seitenkontraktion als vollkommenes Wehr arbeitenden Trommelwehr der Wasserkraftanlage Winau (Schweiz) [40] Tafel 34 ergab sich für $\mathbf{B = 14,94}$ **m** $h = 0,915$ $Q = 26,082$ ($w = 2,5$) nach Gl. 44:

$$m = 0,450$$

Die Vertikalgeschwindigkeitskurven 2,75 m oberhalb der 2,4 m hohen, etwas stromabwärts geneigten Wehrwand waren dieselben, wie man sie in freien Wasserläufen findet.

Bei einer Wassertiefe von rund 3,30 m schwankte der Wert $v : v_0$ in den 11 gemessenen Vertikalen zwischen 1,071 und 0,745. Er betrug im Mittel 0,845. Dabei handelte es sich um ein regelmäßig rechtwinkliges künstliches Bett. Vgl. hierzu auch Eng. News 1910, Bd. 63, S. 481.

D. Grundwehre.

Es gelten hier die Bezeichnungen wie in Fig. 53. Ist m der Wert des Abflußkoeffizienten für die Überströmungshöhe h_1 bei scharfer Kante und freiem Strahl, so ist das Verhältnis m_x bei Grundwehren nach Bazin:

$$\frac{m_x}{m} = 1{,}05 \left(1 + 0{,}2 \cdot \frac{h_1 - h_3}{w}\right) \sqrt[3]{\frac{h_3}{h_1}} \qquad 56$$

Für breite (nicht „lange") Wehrrücken gibt diese Gleichung nicht ganz befriedigende Ergebnisse.

Amerikanische Versuche an Meßwehren finden sich in Engineering News 1910, Bd. 64, S. 174.

Über die Bewegung des Wassers in gestaffelten Gerinnen (Wildbachschalen) hat Armani (Ö. Z. 1894, S. 585) Versuche veröffentlicht. Danach fand er:

I. Bei stromaufwärts verlandeten Schwellen von 0,3—0,5 m Höhe Gl. 16 und bei Schwellen von 0,30 m Höhe von 0,38 m Unterwasserhöhe ab Gl. 20 bestätigt. Es ergaben sich bei zahlreichen Messungen folgende Koeffizienten, wobei v_0 die Zuflußgeschwindigkeit bedeutet, welche an derselben Stelle wie h gemessen wird.

Tabelle 65.

v_0	μ	v_0	μ	v_0	μ	v_0	μ
0,5	0,450	1,1	0,615	1,7	0,677	2,3	0,712
0,6	0,495	1,2	0,624	1,8	0,687	2,4	0,717
0,7	0,527	1,3	0,639	1,9	0,690	2,5	0,725
0,8	0,555	1,4	0,652	2,0	0,696	2,6	0,729
0,9	0,578	1,5	0,660	2,1	0,702	—	—
1,00	0,597	1,6	0,670	2,2	0,703	—	—

Bei unvollkommenen Überfällen sind in Gl. 20 für μ_1 die Werte μ der Tabelle 65 und $\mu_2 = 0{,}71$ einzusetzen. Zur Vereinfachung der Berechnung bei rechteckigen Überfallprofilen gibt Armani statt Gl. 16 die beiden Formeln

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q^2(1-\mu^2)}{\mu^2 \cdot b^2} \cdot 0{,}114679} \quad \text{und } b = \sqrt{\frac{Q^2(1-\mu^2)}{\mu^2 \cdot h^3} \cdot 0{,}114679} \qquad 57$$

wo μ aus obiger Tabelle zu entnehmen ist.

II. Bei stromaufwärts nicht verlandeten Schwellen sind in Gl. 16 die Koeffizienten der folgenden Tabelle einzusetzen:

Tabelle 66.

h	μ	h	μ	h	μ
0,10	0,520	0,25	0,512	0,40	0,510
0,15	0,517	0,30	0,512	0,45	0,510
0,20	0,513	0,35	0,510	0,50	0,509

Für rasche Berechnung kann die Formel

$$Q = \frac{\mu \cdot b \cdot h^{3/2}}{\sqrt{1 - \left(\frac{\mu \cdot h}{h + t}\right)^2}} \cdot 2,9529 \qquad 58$$

benutzt werden, in welcher μ die Werte der Tabelle 66 besitzt.

Literatur zu Kapitel VII: 6, 9, 10, 18, 19, 21, 23, 24, 26, 31, 40, 59, 70, 80, 81, 85, 86, 98, 99, 105, 111, 129, 139, 157, 160, 164, 165.

Nachträge zu Kapitel VII.

1. Versuche an gut abgerundeten großen Öffnungen ($b \backsim 3$; $h \backsim 0,6 \div 1$) an der Wölfeltalsperre haben für Gl. 41 μ-Werte ergeben, die bei $h = 6,25$ m den Wert $\mu = 1,35$ erreichten!

2. Über „Wanderwellen" s. den Aufsatz von Forchheimer in Sitz.-Ber. der Kgl. Akad. der Wissenschaften, Wien 1903 und [169] Aufgabe 260.

Kapitel VIII.

Wehrberechnnngen.

---

§ 40. Verschiedene Aufgaben zur Wehrberechnung.

1. Zusammenstellung der bisherigen Wehrformeln.

Die wichtigsten bisher für Wehre erhaltenen Formeln sind:

I. bei Überfällen.

Mit Fig. 70, $k = \zeta \frac{c^2}{2g}$, b als Gerinnebreite:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot g \cdot \sqrt{2g} \left[(h + k)^{3/2} - k^{3/2} \right], \quad 1$$

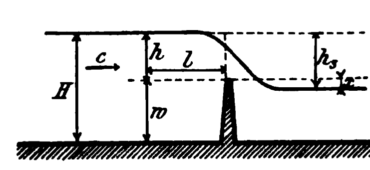


Fig. 70.

die Weisbachsche Gleichung, woraus mit $c = 0$

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2gh}, \quad 2$$

die Dubuatsche Gleichung, folgt.

Ferner die Bazinsche Gleichung:

$$Q = m \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \quad \text{mit } m = \mu \left[1 + 0{,}55 \left(\frac{h}{h + w} \right)^2 \right] \quad 3$$

und die einfachste Näherungsgleichung:

$$Q = 1{,}85 \cdot b \cdot h^{3/2} \quad 4$$

II. bei Grundwehren.

Mit Fig. 71 ist bei $h_2 = 0$:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left[(h_3 + k)^{3/2} - k^{3/2} \right] + \mu_2 \cdot \sqrt{2g} (h_1 - h_3) b \cdot \sqrt{h_3 + k} \quad 5$$

woraus mit $c = 0$

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_3^{3/2} + \mu_2 \cdot \sqrt{2g} (h_1 - h_3) b \cdot h_3^{1/2} \quad 6$$

Fig. 71.

und aus Gl. 5 und 6 die beiden Zahlengleichungen:

$$Q = 1{,}85 b \left[(h_3 + k)^{3/2} - k^{3/2} \right] + 2{,}35 (h_1 - h_3) \cdot b \cdot \sqrt{h_3 + k} \quad 7$$

und mit $c = 0$

$$Q = 1{,}85\, b \cdot h_3^{3/2} + 2{,}35 \cdot b\, (h_1 - h_3) \cdot h_3^{1/2} \quad 8$$

Vgl. Gl. 48 dieses Kapitels.

2. Wehrkrone und Unterwasser.

Ist an einer Wehranlage mit vollkommenem Überfall (vgl. Fig. 50) h_s die zugelassene Differenz zwischen Ober- und Unterwasser, Q die übers Wehr laufende Wassermenge, so darf das Wehr über dem Unterwasser um $x = h_s - h$ oder mit Gl. 16 um

$$x = h_s - \left[\frac{Q}{{}^2/_3\,\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}}\right]^{2/3} \text{ oder mit } \mu = 0{,}6 \text{ um } x = h_s - \left[\frac{Q}{1{,}77 \cdot b}\right]^{2/3} \quad 9$$

emporragen.

Ist an einer Grundwehranlage der zulässige Stau h_3 (Fig. 53), so muß nach Gl. 5 mit ${}^2/_3\,\mu_1 = 0{,}57$ und $\mu_2 = 0{,}62$ die Wehrkrone um

$$h_1 - h_3 = \frac{1}{\sqrt{h_3 + k}} \cdot \left[\frac{Q}{1{,}42 \cdot b} - 0{,}92\left\{(h_3 + k)^{3/2} - k^{3/2}\right\}\right] \quad 10$$

unter dem Unterwasserspiegel liegen.

3. Berechnung eines festen Wehrs mit Rücksicht auf Hochwasser.

Es sollen bedeuten:

Q die dem Ausbau einer Wasserkraftanlage zugrunde gelegte Wassermenge eines Flusses,

Q_a die entsprechende, für die Anlage aus dem Fluß abgezweigte Wassermenge,

$Q_w = Q - Q_a$ die entsprechende, noch über das Wehr abfließende Wassermenge,

Q_m die Größtwassermenge des Flusses,

l die Stauweite für die Stauhöhe Z.

Ein Index m entspreche einem Maximalwert.

Man kann nun folgendermaßen vorgehen:

Man bestimmt die höchsten Wassermengen Q_{wm} und Q_{am}, bei welchen ein Betrieb noch möglich ist. Bei noch höheren Wassermengen werden alle Leerschüsse gezogen und neben der Senkung des Wasserspiegels treten alle anderen Rücksichten zurück.

Fig. 72.

Man bestimmt zunächst für Q_a und die gewünschte Leistung N das nötige Gefälle H aus

$$N = 10 \cdot Q_a \cdot H$$

und damit die nötige Wasser- bzw. Stauhöhe Z am Wehr (Fig. 72). Man bestimmt hierzu Q_w und findet mit einer Formel für Überfallwehre die Größen h und $e = Z - h$

woraus sich $w = t + e$

ergibt. Aus einer Stauformel untersucht man, ob durch den Stau Z Schädigungen von Oberliegern zu befürchten sind.

Ist dies nicht der Fall, so wiederholt man die Rechnung mit den Größen Q_m, Q_{am} und $Q_{wm} = Q_m - Q_{am}$. Man bestimmt aus Q_{wm} mit der Wehrbreite h_m, daraus Z_m und l_m. Werden diese Größen und damit der Stau für die Oberlieger ungünstig, so sucht man h_m durch Verbreiterung der Wehrkrone so weit herabzudrücken, bis der Stau keinen Schaden mehr anrichten kann.

4. Feste Wehrschwelle und Grundablaß.

Wenn bei einem beweglichen Wehr eine niedere feste Schwelle als Grundwehr vorhanden ist, diese aber am Grundablaß unterbrochen wird und der vergleichsweise enge Grundablaß bis auf die Flußsohle reicht, so wird man diese Vertiefung bei der Berechnung des Hochwasserdurchflusses bei gezogenen Schützen vielfach nicht berücksichtigen, sondern der Einfachheit halber rechnen, als ob der feste Wehrteil sich über die ganze Flußbreite erstreckte. Man rechnet so einfacher und sicherer. Ist aber der Grundablaß breit, so kann man natürlich diese Vereinfachung nicht machen. Man wird die Anlage dann nach der folgenden Methode als „kombiniertes Wehrsystem“ behandeln müssen, wobei in Fig. 73 u. 74 $t + t' - a = 0$ zu setzen ist.

5. Kombiniertes Wehrsystem.

Im vorliegenden Fall (Fig. 73 und 74) liegen nebeneinander ein „festes Wehr“ von der Höhe $Z + t - x$ und ein bewegliches Wehr von der Höhe $x + a$, letzteres mit „Grund“schwelle von der Höhe $Z + t - (x + a)$.

Bei normalem Wasserstand fließe Q_n noch über den festen Wehrrücken

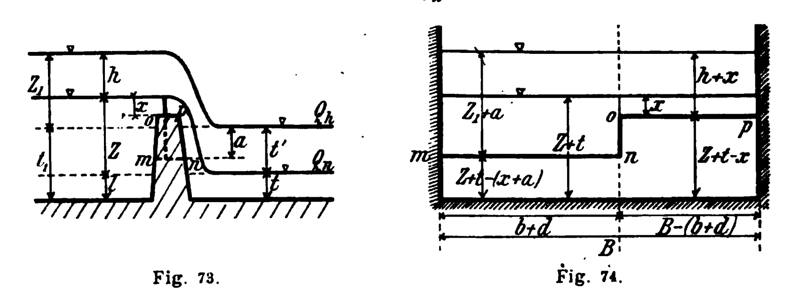


Fig. 73. Fig. 74.

und die Krone des beweglichen Wehrs liege in Höhe x des Wasserspiegels über dem festen Wehr.

Bei Hochwasser wird das bewegliche Wehr entfernt und das Wasser

strömt mit der Höhe $Z_1 + a$ über das Grundwehr, mit der Höhe $h + x$ über das feste Wehr. Ferner sei

die Gesamtweite des beweglichen Wehrs	b
die Breite seiner sämtlichen Einbauten (Pfeiler usw.)	d
somit seine Gesamtbreite	$b + d$

und die Länge des festen Überfalls $B - (b + d)$, wenn B die Flußbreite ist.

Ferner liege die Krone op des „festen Wehrs" über U.H.W., die Krone mn des „Grundwehrs" unter U.H.W.

Dann wirkt die Strecke $b + d$ bei Hochwasser als Grundwehr, der Rest als vollkommenes Wehr.

Setzt man noch:

für Hochwasser

$$k_h = \zeta \cdot \frac{v_h^2}{2g} = 1{,}0 \cdot \frac{Q_h^2}{2g \cdot B^2 \cdot (t_1 + Z_1)^2} \qquad 11$$

für normales Wasser

$$k_n = \zeta \cdot \frac{v_n^2}{2g} = 1{,}0 \cdot \frac{Q_n^2}{2g \cdot [B - (b + d)]^2 (t + Z)^2} \qquad 12$$

so erhält man zunächst für das feste Wehr bei normalem Wasserstand mit Gl. 1:

$$Q_n = \frac{2}{3} \mu [B - b - d] \cdot \sqrt{2g} \left[(x + k_n)^{3/2} - k_n^{3/2}\right] \qquad 13$$

woraus mit $\frac{2}{3} \mu \cdot \sqrt{2g} = 1{,}8$

$$b = (B - d) - \frac{Q_n}{1{,}8 \left[(x + k_n)^{3/2} - k_n^{3/2}\right]} \qquad 14$$

sich ergibt.

Für Hochwasser erhält man mit $h_1 = Z_1 + a$; $h_3 = Z_1$ nach Gl. 1 und 7:

$$Q_h = 1{,}8 [B - b - d] \left[(h + x - k_h)^{3/2} - k_h^{3/2}\right] +$$
$$2{,}52 \cdot b \cdot \left[(Z_1 + k_h)^{3/2} - k_h^{3/2}\right] + 2{,}75 \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{Z_1 + k_h} \qquad 15$$

Durch Versuchsannahmen von x berechnet man aus Gl. 14 b, setzt x und b in Gl. 15 ein, bis der gefundene Wert von Q_h mit dem gegebenen genügend genau übereinstimmt (nach Österr. Ing.- und Arch.-Kal. 1911).

6. Wasserabsturz von einer Schwelle.

In der Zeit t Sekunden fällt ein Körper (genau genommen im luftleeren Raum) um den Weg

$$h = \frac{g}{2} \cdot t^2 = 4{,}905 \cdot t^2 \qquad 16$$

Ein Wasserteilchen braucht also, um von a aus die Höhe h zu durchfallen, die Zeit

$$t = \sqrt{\frac{h}{4{,}905}} \qquad 17$$

Seine Bewegung im horizontalen Sinn ist in der Zeit t

$$l = u \cdot t = u \sqrt{\frac{h}{4{,}905}} \qquad 18$$

Für ein Wasserteilchen bei d gilt:

$$t_1 = \sqrt{\frac{h + h_1}{4{,}905}} \qquad 19$$

und

$$l_1 = u \cdot t_1 = u \sqrt{\frac{h + h_1}{4{,}905}} \qquad 20$$

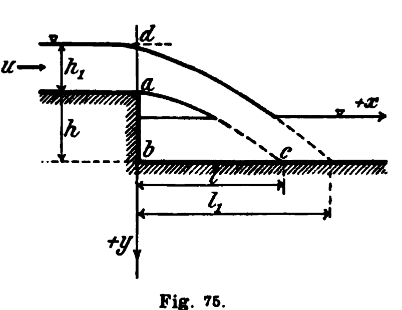


Fig. 75.

Die Geschwindigkeit des von a ausgegangenen Wasserteilchens ist bei seinem Auftreffen am Boden

horizontal u

vertikal $v = g\,t$

also die resultierende Geschwindigkeit

$$v_r = \sqrt{u^2 + g^2 \cdot t^2} \qquad 21$$

und ihre Richtung zur Horizontalen aus $\operatorname{tg} \alpha = \frac{v}{u}$ bestimmbar.

Ebenso rechnet man für das Wasserteilchen bei d.

Mittels dieser Formeln kann man die Länge von Wasserkissen bei Wehren und durch Benutzung der Weite v_r und $\operatorname{tg} \alpha$ ihre Beanspruchung berechnen (vgl. hierzu § 9).

7. Veränderlichkeit von Q mit h bei Wehren.

Die Gleichung $Q = {}^2/_3\, \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2\,g\,h}$

kann für konstante b geschrieben werden:

$$Q = c \cdot h^{3/2}$$

Wächst Q auf $m \cdot Q$, so möge dadurch h auf $x \cdot h$ anwachsen, man erhält also

$$m \cdot Q = c\,(x \cdot h)^{3/2} \qquad 22$$

woraus sich

$$m^{2/3} = x \qquad 23$$

ergibt. Man erhält für alle Überfallformeln passend:

$m =$	2	5	10	20	50	100
$x =$	1,59	2,92	4,64	7,37	13,57	21,55

Fließen z. B. bei einem Wehr von 175 m Breite bei $h = 0{,}05$ m $Q = 1{,}8 \cdot 175 \cdot 0{,}05^{3/2} = 3{,}52$ cbm über, so braucht man zum 50fachen Betrag, d. h. zu 176 cbm

$$13{,}57 \cdot 0{,}05 = 0{,}68 \text{ m}$$

Überströmungshöhe. Vgl. auch das Beispiel unter Nr. 8.

8. Erbreiterung eines Flusses an Wehren.

Um die Wehrüberströmung bei Hochwasser und damit die Höhe der Dämme und Mauern zu verringern, pflegte man früher vielfach die Wehre schief zu legen, heute zieht man meist senkrechte, bewegliche Wehre mit Erbreiterung der Flüsse an Wehrstellen vor.

Wir gehen aus von der Gleichung:

$$Q = c \cdot b \cdot h^{3/2}$$

Einer Erbreiterung des Wehrs von b auf $n \cdot b$ möge eine Verminderung von h auf $\frac{h}{y}$ entsprechen, es ist also:

$$Q = c \cdot (n \cdot b) \cdot \left(\frac{h}{y}\right)^{3/2} \qquad 24$$

woraus mit $Q =$ konst. sich ergibt

$$n = y^{3/2} \text{ oder } n^{2/3} = y \qquad 25$$

Man erhält hiermit folgende Zusammenstellung:

Tabelle 67.

n	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00
$1:y$	1,00	0,86	0,76	0,69	0,63	0,58	0,54	0,51	0,48
y	1,00	1,16	1,31	1,45	1,59	1,72	1,84	1,96	2,08

Beispiel. An einem festen, quer über den Fluß liegenden Wehr überströmt das N.W. mit 0,10 m Höhe.

Wie hoch würde das H.W. mit dem 100fachen Betrag des N.W. überströmen, wenn das Wehr 2mal so lang als die normale Flußbreite wäre?

Antwort:

Für $m = 100$ ist $x = 21{,}55$ (s. Nr. 7.)

$n = 2$ ist $1 : y = 0{,}63$

Damit erhält man eine Überströmungshöhe

$$h = 0{,}10 \cdot 21{,}55 \cdot 0{,}63 = 1{,}358 \text{ m.}$$

So läßt sich also bei einem schiefen festen Wehr der Wasserstand innerhalb bestimmter Grenzen einigermaßen regulieren und damit kann natürlich auch die Stauweite reguliert werden.

§ 41. Wehrberechnung nach Wex.

Den bisher gegebenen Formeln warf Wex ungenügende Rücksichtnahme auf die Besonderheiten der Ausführungen und damit unrichtigen Bau vor, der die Koeffizienten kompliziere. Die Wexschen Formeln [164]

wollen daher der Wehrberechnung in den gebräuchlichsten Spezialfällen dienen. Sie sollen deshalb auch nur streng innerhalb ihres jeweiligen Geltungsbereichs verwendet werden.

Bei der Unsicherheit über die Vorgänge an einfachen Überfällen sind natürlich auch die Wexschen Formeln in ihrem Aufbau und ihren Koeffizienten mehr oder weniger empirischer Natur.

Wo in den folgenden Ableitungen von Wex Annahmen gemacht wurden, deren absolute Genauigkeit bestritten werden kann, ist ausdrücklich darauf hingewiesen. Wie weit man im einzelnen Fall bei Berücksichtigung aller besonderen Umstände die Formeln benutzen will, muß der reiflichen Überlegung des Ingenieurs anheimgestellt bleiben.

Bei jeder Berechnung ist zunächst die Näherungsgleichung zu benutzen.

Anm. Wex verwendet nur die Formel $\frac{c^2}{2g}$ statt $\zeta \frac{c^2}{2g}$.

1. Überfallwehre.

A. Aufstellung der allgemeinen Gleichung.

In der obersten Wasserlamelle eines Überfallwehrs herrsche eine Geschwindigkeit, der die Druckhöhe s entsprechen möge, an der untersten, die Wehrkrone berührenden Lamelle sei die der dortigen Geschwindigkeit entsprechende Druckhöhe s_1, die Überfallhöhe (stets mindestens 1,5 m hinter der Stauwand zu messen) sei H.

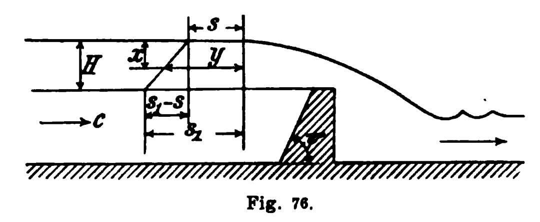


Fig. 76.

Nimmt man an, daß sich die Geschwindigkeit vom Spiegel bis zur Wehrkrone gleichmäßig ändert, entsprechend der Druckhöhenzunahme von s auf s_1, so wird in einer beliebigen Entfernung x unter dem horizontal gedachten Spiegel die Druckhöhe y sein:

$$y = s + \frac{s_1 - s}{H} \cdot x \qquad 26$$

wie ohne weiteres aus der Fig. 76 ersichtlich.

Setzt man nun einen rechteckigen Wasserquerschnitt von der Breite b voraus, so geht durch eine Lamelle $b \cdot d\,x$ eine Wassermenge $d\,Q$:

$$d\,Q = \mu\, b \cdot d\,x \sqrt{2\,g\,y}$$

weil — auch mit Rücksicht auf Kontraktion — die Durchgangsgeschwindigkeit $v = \mu \sqrt{2\,g\,y}$ zu setzen ist. Berücksichtigt man, daß nach Gl. 26

$$d\,y = \frac{s_1 - s}{H} \cdot d\,x, \quad \text{also} \quad d\,x = \frac{H \cdot d\,y}{s_1 - s} \qquad 27$$

so folgt weiter die allgemeine Gleichung für Überfallwehre

$$Q = \mu b \sqrt{2g} \frac{H}{s_1 - s} \int_s^{s_1} \sqrt{y} \cdot dy = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \frac{H}{s_1 - s} \left[s_1^{3/2} - s^{3/2} \right] \quad 28$$

Sind also die Geschwindigkeitshöhen s_1 und s bekannt, so kann die Überfallhöhe H aus der Gl. 28 ermittelt werden: s und s_1 berechnen sich aber nach Wex, wie unter B folgt (vgl. Wex, Hydrodynamik, Leipzig 1888, § 3, S. 33 ff.).

Am Wehr selbst ist das Profil $b \cdot H$ in der Regel rechteckig ausgeführt, indem vom normalen Flußprofil oberhalb ein allmählicher Übergang geschaffen wird. Ebenso macht man es unterhalb des Wehrs.

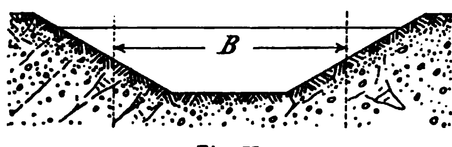
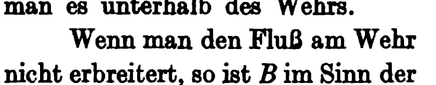


Fig. 77.



Wenn man den Fluß am Wehr nicht erbreitert, so ist B im Sinn der Fig. 77 einzuführen. Genauer gesagt muß in der Gleichung $Q = k \cdot F \sqrt{P \cdot J}$, wo Q und J und ebenso die Wassertiefe h für das Rechtecks- und das Trapezprofil konstant sind, der Wert $k F \sqrt{P}$ für beide Profile gleich sein. Der Einfachheit halber nimmt man auch $k =$ konst. an. Ist nun s die Sohlenbreite des Rechtecks, b diejenige des Trapezprofils, so ist gleichzusetzen:

$$F^2 \cdot P \equiv \frac{s^3 \cdot h^3}{s + 2 \cdot h} = \frac{(b \cdot h + 2 h^2)^3}{4{,}47 \cdot h}$$

woraus sich

$$(b h^3 + 4{,}47 \cdot h^4) s^3 - (b \cdot h + 2 h^2)^3 \cdot s - 2 h (b h + 2 h^2)^3 = 0 \quad 29$$

zur Bestimmung von s ergibt. Würde man k nicht konstant annehmen, so würde sich eine kompliziertere Gleichung ergeben.

B. Bestimmung der Werte s und s_1.

1. Fall. Allgemeiner Fall. Schiefe Wehrflügel.

$\sphericalangle \psi < 90, \quad b < B.$

Bestimmung von s.

Es sollen bedeuten:

c die Wassergeschwindigkeit oberhalb des Wehrs,

γ das Gewicht von einem Kubikmeter Wasser,

H, B und b die in den Fig. 76 und 78 angegebenen bzw. die berechneten Größen.

Dann setzt sich s zusammen aus der im Wasser wirksamen Druckhöhe $c^2 : 2g$ und der Druckhöhe, welche der Stoßkraft des Wassers gegen die Wehrflügel entspricht. Letztere ist nun zu bestimmen.

Werden rechteckige Flußprofile vorausgesetzt und hat die Projektion eines Flügels gegen die Richtung der Stoßkraft die Größe $F = H\,(B - b) : 2$, so wird die Stoßkraft p:

$$p = \gamma \cdot F \frac{c^2}{g} = \gamma \cdot \frac{H\,(B - b)\,c^2}{2\,g}$$

Wegen des Umstandes, daß die Wandfläche nach dem Strome zu nicht geschlossen ist, nimmt indessen Wex nur die Hälfte des Wertes, nämlich:

$$p = \frac{\gamma\,H\,(B - b)\,c^2}{4\,g}$$

ferner wird unterstellt, daß die Kraft p in der Hälfte des Winkels φ abgelenkt (vgl. Fig. 79), also die Komponente in Richtung der Strömung $= p \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2}$

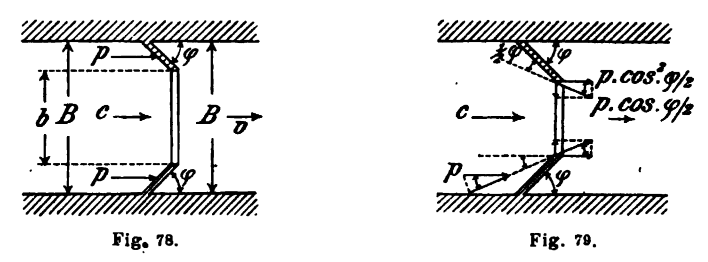


Fig. 78. Fig. 79.

wird. Die dazu senkrechte Komponente bewirkt nur Kontraktion, erhöht aber die Wassergeschwindigkeit am Anfangsquerschnitt des Überfalls nicht. Diese Annahmen sind natürlich nicht genau der Wirklichkeit entsprechend.

Da die Komponente $p \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2}$ zweimal (am rechten und linken Ufer) vorhanden ist, verteilt sich die Kraft $2\,p \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2}$ auf die Fläche $b\,H$; mithin ist die entsprechende Druckhöhe δ im Querschnitt $b\,H$ im Mittel:

$$\delta = \frac{2\,p}{\gamma\,b\,H} \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2} = \frac{c^2\,(B - b)}{2\,b\,g} \cos^2 \frac{\varphi}{2}$$

Es wird also:

$$\underline{s = \frac{c^2}{2\,g} + \frac{c^2\,(B - b)}{2\,b\,g} \cos^2 \frac{\varphi}{2} = \frac{c^2}{2\,g} \left[1 + \frac{B - b}{b} \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2}\right]} \qquad 30$$

Bestimmung von s_1.

An der Wehrkrone äußert sich die Stoßkraft p_1, welche auf der Stauwand entsteht, deren Krone a Meter über der Sohle liegt (Fig. 76), beschleunigend auf den Wasserabfluß. Die mittlere Richtung des letzteren (Fig. 80) nimmt Wex etwas willkürlich mit $\psi/_2$ gegen die Horizontale geneigt an und erhält die Komponente des Wasserdrucks:

$$p_1 \cdot \cos^2 \frac{\psi}{2}, \text{ es ist dann } p_1 = \frac{\gamma\,c^2\,B\,a}{g}.$$

Die Wasserquerschnittsfläche ist wie vorhin $= b\,H$, also die additionelle Druckhöhe im Mittel:

$$\delta_1 = \frac{\gamma\, c^2 B a}{\gamma\, g\, b\, H} \cdot \cos^2 \frac{\psi}{2} = \frac{c^2 B a}{g\, b\, H} \cdot \cos^2 \frac{\psi}{2}$$

Da diese eine mittlere Druckhöhe ist, wird angenommen, sie sei im Spiegel $= 0$ und unten $= 2\,\delta_1$. Damit wird dann:

$$s_1 = s + H + 2\,\frac{c^2 B a}{g\, b\, H} \cdot \cos^2 \frac{\psi}{2} \qquad 31$$

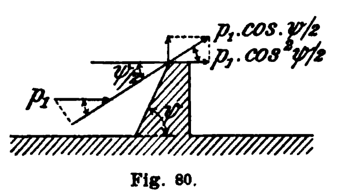


Fig. 80.

Es ist natürlich nicht genau zutreffend, daß für die Bestimmung von s und s_1 dieselbe mittlere Geschwindigkeit in den beiden Wasserkörpern über und unter der Wehrkrone angenommen wird.

2. Fall. Gerade Wehrflügel. $\varphi = 90^0$; $b < B$.

Man erhält (Fig. 81)

$$\cos^2 \frac{\psi}{2} = \cos^2 \frac{\psi}{2} = \frac{1}{2}$$

und aus Gl. 30 und 31 ergibt sich

$$\left\{\begin{aligned} s &= \frac{c^2}{2g}\left[1 + \frac{B - b}{2b}\right] \\ s_1 &= s + H + \frac{c^2 \cdot B \cdot a}{b \cdot g \cdot H} \end{aligned}\right\} c = \frac{Q}{B(a + H)}$$

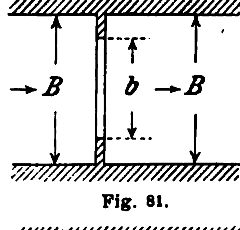


Fig. 81.

3. Fall. Gerades Wehr ohne Flügel. $\varphi = 90^0$; $b = B$.

Man erhält (Fig. 82).

$$\left\{\begin{aligned} s &= \frac{c^2}{2g} \\ s_1 &= s + H + \frac{c^2 a}{g \cdot H} \end{aligned}\right\} c = \frac{Q}{B(a + H)}$$

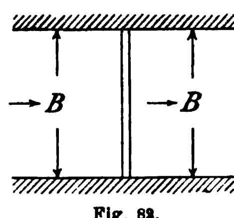


Fig. 82.

4. Fall. Gerades Wehr ohne Flügel. $\varphi = 90^0$, $b = B$, $a = 0$.

Mit $a = 0$, d. h. wenn das Flußbett vor dem Wehre bis zur Krone mit Kies gefüllt ist, erhält man dieselbe Wirkung wie mit $\varphi = 90^0$, es ist dann (Fig. 83) wieder aus Gl. 30 und 31

$$\left\{\begin{aligned} s &= \frac{c^2}{2g} \\ s_1 &= s + H \end{aligned}\right\} c = \frac{Q}{B \cdot H}$$

Fig. 83.

Da nun $s_1 - s = H$, so geht die allgemeine Gl. 28 über in die Gleichung:

$$Q = \frac{2}{3}\,\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}\,\left[\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{3/2}\right] \qquad 32$$

Die sogenannte Weisbachsche Formel (vgl. Gl. 1), welche in vielen Fällen Verwendung findet. Sie gilt aber, wie man sieht, streng genommen

nur für den Fall, wo das Wasser ohne Wehr, ohne Wehrflügel von einer Kante weg frei in ein tiefer liegendes Unterwasser stürzt. Mit $c = 0$ folgt aus Gl. 32 Gl. 3.

C. Bestimmung des Koeffizienten μ.

Im Fall 1 und 2 ist nach Wex:

$$\frac{2}{3}\mu = 0{,}3655 + 0{,}02357 \cdot \frac{b}{B} + \frac{0{,}002384}{H} + 0{,}00305 \cdot b \qquad 33$$

Dabei darf jedoch erfahrungsgemäß in die weitere Rechnung ein höherer Wert als $\frac{2}{3}\mu = 0{,}57$ nicht eingesetzt werden.

Im Fall 3 ist

$$\frac{2}{3}\mu = 0{,}4001 + \frac{0{,}0011}{H} + 0{,}00048 \cdot b \qquad 34$$

wobei wieder $\frac{2}{3}\mu \leqq 0{,}57$ bleiben muß.

Im Fall 4 setzt man:

für Wehre von 2 m Breite $\frac{2}{3}\mu = 0{,}42$

für Wehre von 20 und mehr Meter Breite $\frac{2}{3}\mu = 0{,}57$.

Für zwischenliegende Breiten wird man vorsichtig interpolieren, indem man außerdem bei scharfen Wehrkronen kleinere Werte annimmt als bei abgerundeten.

D. Näherungsgleichung.

Q muß nach Gl. 28 bei gegebenem H oder H bei gegebenem Q durch Probieren gefunden werden. Man erhält aus Gl. 28 mit Gl. 30 und 31 sowie mit

$$\frac{2}{3}\mu = 0{,}41 \qquad \sqrt{2g} = 4{,}429 \qquad \frac{c^2}{2g} = 0$$

$$\frac{c^2 (B - b)}{2b \cdot g} \cdot \cos^2 \frac{\varphi}{2} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{2c^2 \cdot B \cdot a}{g \cdot b \cdot H} \cdot \cos^2 \frac{\psi}{2} = 0$$

als erste Näherungsgleichung:

$$\underline{Q = 1{,}85\, b \cdot \sqrt{H^3}} \qquad 35$$

Die Werte sind 3 % größer als die in Tabelle 58 gegebenen. Die Gleichung ist bei $\frac{2}{3}\mu = 0{,}41$ genau für $c = 0$ und annähernd richtig für alle Fälle, in welchen $c^2 : 2g$ gegenüber von H vernachlässigt werden kann. Ist das nicht der Fall, so erhält man aus Gl. 35:

bei gegebenem Q ein zu großes H,
bei gegebenem H ein zu kleines Q.

E. Spezialfälle. Schiefe und gebogene Wehre.

Legt man, um eine größere Überfallbreite zu erhalten, die vollkommenen Überfallwehre schräg, gebrochen oder gebogen zur Stromrichtung, so wird man stets die ganze Strombreite B benutzen.

Es wird bei schrägem Wehr (Fig. 84) der Wert $b = \frac{B}{\sin\beta}$ und ferner:

$$s = \frac{c^2 \sin^2\beta}{2g}; \quad s_1 = s + H + \frac{2\,a\,c^2 \sin^2\beta \cos^2\frac{\psi}{2}}{g\,H}; \quad \frac{2}{3}\,\mu = 0{,}41, \text{ also:}$$

$$Q = \frac{1{,}82 \cdot B\,H}{(s_1 - s)\sin\beta}\left\{s_1^{3/2} - s^{3/2}\right\} \qquad 36$$

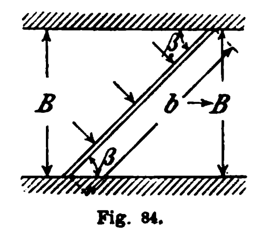


Fig. 84.

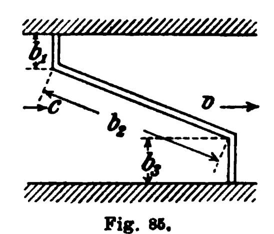


Fig. 85.

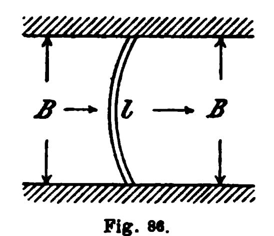


Fig. 86.

Hat das Wehr wie in Fig. 85 gebrochene Kanten, so werden die Rechnungen ziemlich unzuverlässig. Statt komplizierte Formeln zu verwenden, setzt man hier einfacher:

$$Q = [1{,}85\,(b_1 + b_3) + 1{,}77 \cdot b_2] \cdot \sqrt{H^3} \qquad 37$$

Bei kreisförmig gebogenen Wehren (Fig. 86) sind die Rechnungen ebenfalls unzuverlässig. Übersteigt der Wert von c das Maß von 1 m/sek nicht erheblich, und ist l die Bogenlänge, so kann mit roher Annäherung gesetzt werden:

$$Q = 1{,}77 \cdot l\sqrt{H^3} \qquad 38$$

In dem — übrigens sehr selten vorkommenden — Fall, daß der Mittelpunkt des Krümmungskreises oberhalb des Wehres liegt (Fig. 87), erhält der Zahlenkoeffizient einen etwas höheren Wert. Es ist dann annähernd:

Fig. 87.

$$Q = 1{,}85 \cdot l\sqrt{H^3} \qquad 39$$

unter l die Bogenlänge verstanden, vgl. Gl. 35.

In allen diesen Fällen ist vorausgesetzt, daß der Unterwasserspiegel tiefer liegt als die Wehrkrone; ist dies nicht der Fall, so verringert sich mit zunehmender Wassermenge der Einfluß der Wehrverlängerung gegenüber den Verhältnissen an einem geraden Wehr immer mehr.

2. Grundwehre.

Bei den Grundwehren steht ein Teil des Wasserquerschnittes über der Wehrkrone unter dem Gegendruck des Unterwassers, während der obere Teil frei überfällt.

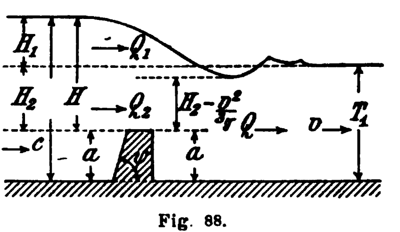


Fig. 88.

Es sei (Fig. 88):

$$H_1 + H_2 = H$$

ferner:

$$T - T_1 = H_1$$

$$T_1 - a = H_2$$

$$H_1 + H_2 = H = T - a$$

so ist für eine bestimmte Wassermenge der Wert T_1 immer bekannt bzw. durch Berechnung aus Profil und Gefälle der Unterwasserströmung zu ermitteln; ebenso die in der Unterwasserströmung herrschende Geschwindigkeit v. Man hat also zunächst für die Geschwindigkeiten c und v im ganzen Querprofil:

$$c = \frac{Q}{B\,T} = \frac{Q}{B\,(a + H_1 + H_2)}; \qquad v = \frac{Q}{B\,T_1} = \frac{Q}{B\,(a + H_2)}$$

Der auf die eingetauchte Ausflußöffnung beim Grundwehr ausgeübte Gegendruck des Wassers, auf irgendeinen Punkt P (Fig. 89) bezogen, ist gleich dem Abstande y dieses Punktes unter Unterwasser, weniger der Druckhöhe, die der Saugwirkung des Unterwassers entspricht, die nach der Erfahrung $= \frac{v^2}{3\,g}$*) gesetzt werden kann, multipliziert mit γ, d. h. der Gegendruck vom Unterwasser ist, als Wassersäulenhöhe gemessen, $= y - \frac{v^2}{3\,g}$.

Fig. 89.

A. Charakteristik des Grundwehrs.

Ist

$$\frac{v^2}{3\,g} \geqq H_2 \tag{40}$$

so ist das Wehr nur scheinbar ein Grundwehr, der Überfall also ein vollkommener.

B. Allgemeine Gleichungen, Werte s, s_1 und s_m.

Auf Grund der obenstehenden Erwägungen darf eine Lamelle von der Höhe $H_1 + \frac{v^2}{3\,g}$ als vollkommener Überfall im Sinne der früheren Berechnungen und mit denselben Bezeichnungen wie dort gesetzt werden im allgemeinsten Falle (vgl. Gl. 30 und 31):

*) Genau $\frac{n \cdot v}{2\,g}$, wo n aus Versuchen $= 0{,}67$. Hieraus ergibt sich $\frac{v^2}{3\,g}$.

$$s = \frac{c^2}{2g}\left[1 + \frac{B-b}{b}\cos^2\frac{\varphi}{2}\right] \quad \text{und} \quad s_1 = s + H_1 + \frac{v^2}{3g} \qquad 41$$

da die Wirkung des Stoßes auf die Stauwand nicht an diese obere Lamelle heranreicht. Dann wird:

$$\frac{H_1 + \frac{v^2}{3g}}{s_1 - s} = \frac{H_1 + \frac{v^2}{3g}}{s + H_1 + \frac{v^2}{3g} - s} = 1$$

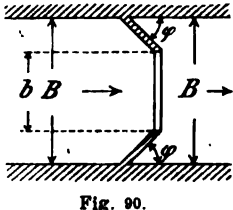


Fig. 90.

und man hat (vgl. Fig. 90) mit Vereinfachung der Gl. 28

$$Q_1 = \frac{2}{3}\cdot\mu\sqrt{2gb}\left(s_1^{3/2} - s^{3/2}\right) \qquad 42$$

für die Wassermenge Q_1 des **freien Überfalles.**

Ohne Rücksicht auf die vom Stoße des Wassers auf die Stauwand herrührende Geschwindigkeitserhöhung kommt auf eine horizontale, in der Tiefe y unter Unterwasserspiegel gelegene Wasserschichte ein der Wassersäulenhöhe $y - \frac{v^2}{3g}$ entsprechender Gegendruck; von oben her entspricht die Wassersäulenhöhe $H_1 + y$ der von dort ausgeübten Wasserpressung. Der resultierende Druck ist daher äquivalent der Wassersäulenhöhe:

$$H_1 + y - \left(y - \frac{v^2}{3g}\right) = H_1 + \frac{v^2}{3g}$$

also unabhängig von y bzw. konstant in dem eingetauchten Wasserquerschnitte von der Höhe $H_2 - \frac{v^2}{3g}$ und der Breite b (Fig. 91).

Nach dem früheren ist die vom Wasserstoße auf die Stauwand herrührende additionelle Druckhöhe im **Mittel** auf den für den Wasserabfluß wirksamen eingetauchten Querschnitt reduziert:

$$\delta_1 = \frac{c^2 B a \cos^2\frac{\psi}{2}}{b g\left(H_2 - \frac{v^2}{3g}\right)}$$

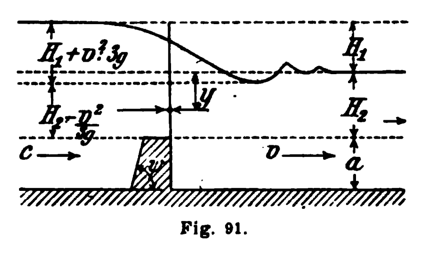


Fig. 91.

Man kann also als mittlere Druckhöhe für den eingetauchten Querschnitt setzen:

$$s_m = s + H_1 + \frac{v^2}{3g} + \frac{c^2 B a \cos^2\frac{\psi}{2}}{b g\left(H_2 - \frac{v^2}{3g}\right)} \qquad 43$$

Mithin ist die Wassermenge für den eingetauchten Wasserquerschnitt:

$$Q_2 = \mu_1 b\left(H_2 - \frac{v^2}{3g}\right)\sqrt{2 g s_m} \qquad 44$$

Da aber die Gesamtwassermenge $Q = Q_1 + Q_2$, so folgt:

$$Q = b\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\mu\cdot\left(s_1^{3/2} - s^{3/2}\right) + \mu_1\left(H_2 - \frac{v^2}{3g}\right)\sqrt{s_m}\right\} \qquad 45$$

C. Koeffizienten μ und μ_1.

Nach Wex erhält man für die Gl. 45 folgende Werte von $\frac{2}{3}\mu$ und μ_1.
Für $H_1 < 0{,}35$ (streng genommen auch $H_1 > 0{,}18$)

$$\left.\begin{aligned}\frac{2}{3}\mu &= 0{,}4001 + \frac{0{,}00316}{H_1} + 0{,}00048 \cdot b \\ \mu_1 &= 0{,}5274 + 0{,}00048 \cdot b\end{aligned}\right\} \quad 46$$

Für $H_1 > 0{,}35$

$$\left.\begin{aligned}\frac{2}{3}\mu &= 0{,}4001 + \frac{0{,}00244}{H_1} + 0{,}00048 \cdot b \\ \mu_1 &= 0{,}5346 + 0{,}00048 \cdot b\end{aligned}\right\} \quad 47$$

Dabei dürfen in der weiteren Rechnung größere Werte als $\frac{2}{3}\mu = 0{,}57$, $\mu_1 = 0{,}80$ nicht verwendet werden.

D. Näherungsformeln.

Setzt man:

$$\frac{c^2}{2g} = 0 \quad \frac{v^2}{3g} = 0 \quad \frac{2}{3}\mu = 0{,}40 \quad \mu_1 = 0{,}53$$

so kommt als rohe Näherungsformel, die auch als erster Versuch bei genaueren Berechnungen dient:

$$\underline{Q = 1{,}77 \cdot b\sqrt{H_1^3} + 2{,}35 \cdot b \cdot H_2\sqrt{H_1}} \quad 48$$

vgl. Gl. 8. Da H_2 stets bekannt ist, gestattet die Gleichung Auflösung sowohl nach Q als nach H_1. Man erhält aus Gl. 48:

bei gegebenem Q ein zu großes H_1,
bei gegebenem H_1 ein zu kleines Q.

E. Spezialfälle.

Wie unter I. B können auch hier die entsprechenden Gl. 41 und 43 je nach dem besonderen vorliegenden Fall spezialisiert und dann Gl. 48 benutzt werden.

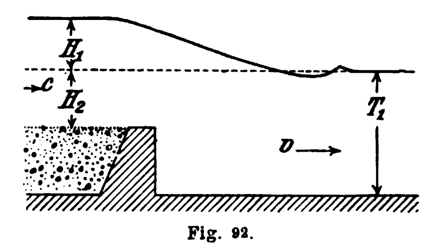


Fig. 92.

Ist z. B. das Wehr bis zur Krone verkiest, so erhält man (Fig. 92):

$$s = \frac{c^2}{2g}; \quad s_1 = s + H_1 + \frac{v^2}{3g}; \quad s_m = s_1$$

also nach Gl. 48

$$Q = b\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\mu\left(s_1^{3/2} - s^{3/2}\right) + \mu_1\left(H_2 - \frac{v^2}{3g}\right)\sqrt{s_1}\right\} \quad 49$$

welche Formel — abgesehen von der Höhe des eingetauchten Wasserquerschnitts — der Weisbachschen Gleichung verwandt ist*).

*) Vgl. die Bemerkung bei Gl. 32.

Diese Formel 49 gilt nach Wex auch für Grundablässe (Fig. 93), bei welchen die Wehrhöhe $a = 0$ ist.

Ebenso gilt Gl. 48 für die Einströmung des Wassers in Fabrikkanäle, wenn der Kanal senkrecht zur Flußachse abzweigt, vgl. Fig. 94.

Rühlmann gibt hierfür die Gleichung:

$$(H_1 + H_2) = \frac{1}{\zeta^2} \cdot \frac{v^2}{2g} + H_2$$

mit dem Koeffizientenwert $\zeta = 0{,}865$ an.

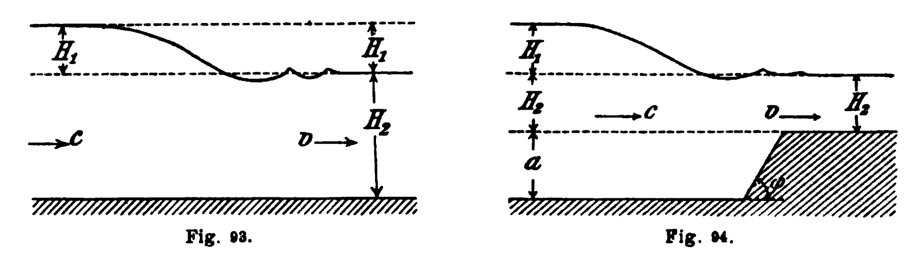


Fig. 93. Fig. 94.

Gl. 49 läßt sich auch zur Berechnung des Brückenstaus verwenden (s. § 51).

3. Beispiel zur Berechnung eines Wehrs nach Wex.

In einem Fluß, der bei bestimmtem Wasserstand Q cbm führt, soll zwischen senkrechten Wänden ein gerades Überfallwehr von gegebener Höhe a ohne Flügel mit der Gesamtbreite B m eingebaut werden. Das normale Flußprofil ist in allmählichem Übergang zur Wehrbreite B übergeführt. Es gilt also $\varphi = 90^0$, $b = B$ (§ 41, I. B, 3. Fall für vollkommenes Wehr).

Einen vorläufigen Wert von H bestimmt man aus Gl. 35

$$Q = 1{,}85 \cdot b \cdot \sqrt{H^3}$$

woraus

$$H = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{1{,}85^2 \cdot b^2}}$$

Dann kommt (§ 41, I. B, 3. Fall):

$$c = \frac{Q}{B(a+H)} \qquad s = \frac{c^2}{2g} \qquad s_1 = s + H + \frac{c^2 \cdot a}{g \cdot H}$$

und nach Gl. 34:

$$\frac{2}{3}\mu = 0{,}4001 + \frac{0{,}0011}{H} + 0{,}00048 \cdot b$$

Diese Werte werden eingesetzt in Gl. 28:

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot b \sqrt{2g}\, \frac{H}{s_1 - s}\left[s_1^{3/2} - s^{3/2}\right]$$

woraus sich:

$$H = \frac{(s_1 - s) \cdot Q}{\frac{2}{3}\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[s_1^{3/2} - s^{3/2}\right]}$$

ergibt.

Würde die Wehrkrone etwas unter dem Unterwasserspiegel liegen, so wäre zunächst die Bedingungsgleichung 40 heranzuziehen. Wäre sie erfüllt, so bliebe es bei der obigen Berechnungsweise. Ist dies aber nicht der Fall, so liegt ein eigentliches Grundwehr vor (vgl. Fig. 91).

Man bestimmt dann H_1 durch Probieren aus Gl. 48. Ist Verkiesung vermeidbar, so kann man $\measuredangle \psi = 90^0$ annehmen (s. Fig. 91). Dann werden die Fragen betreffend $\measuredangle \varphi$ und das Größenverhältnis von b und B entschieden und nun aus den Gl. 46 und 47 die Koeffizienten μ und μ_1 bestimmt. Man berechnet hierauf mit dem Näherungswert von H_1 ein angenähertes $T = H + a$ (Fig. 88). Damit erhält man $c = \frac{Q}{B \cdot T}$ sowie mit Gl. 41 und 43 die Werte s, s_1 und s_m in Funktion von H_1. Diese Werte setzt man schließlich in Gl. 45 ein und erhält damit eine Formel, in der nur noch H_1 als Unbekannte auftritt. Die Lösung dieser Gleichung findet man am raschesten durch punktweises Auftragen des Gleichungswerts unter Annahme verschiedener Werte von H_1.

4. Aufgaben.

a) In einem Fluß mit der Wassermenge Q und der normalen Wassertiefe T_1, der Breite b soll ein Grundwehr (Fig. 95) eingebaut werden, wobei der Oberwasserspiegel die Höhe T_0 nicht übersteigen darf.

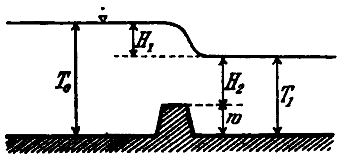


Fig. 95.

Wie groß darf w werden?

Setzt man in der Gl. 48:

$$Q = 1{,}77 \cdot b \sqrt{H_1^3} + 2{,}35\, b \cdot H_2 \sqrt{H_1}$$
$$H_1 = T_0 - T_1 \qquad H_2 = T_1 - w$$

so kommt:

$$Q = 1{,}77 \cdot b \sqrt{(T_0 - T_1)^3} + 2{,}35\, b \cdot (T_1 - w) \sqrt{T_0 - T_1}$$

woraus sich:

$$w = \frac{Q - 1{,}77 \cdot b\,(T_0 - T_1)^{1/2} \cdot (T_0 - 2{,}33\, T_1)}{2{,}35 \cdot b \cdot (T_0 - T_1)^{1/2}} \qquad 50$$

als zulässige Höhe des Grundwehrs ergibt. Dieses Resultat wäre nun mittels der genaueren Formeln zu prüfen bzw. zu verbessern.

b) In einen Fluß soll ein Grundwehr von der Höhe w eingebaut werden. Durch eine Erbreiterung des Flusses (Fig. 97) am Wehr soll bewirkt werden, daß das Hochwasser Q später eine bestimmte Höhe nicht überschreitet. Wie lang muß das Wehr sein? (NB.! Der Einfachheit halber wird das Vorhandensein eines Grundablasses nicht berücksichtigt.)

Man berechnet für Q und verschiedene B_1 bei dem gegebenen Flußgefälle J die Werte T_1 und v_1 und das zugehörige

$$h = \zeta \cdot \frac{v^2 - v_1^2}{2g} \quad \text{mit } \zeta = 1{,}0 \qquad 51$$

(Man hat keine andere Wahl, als das Gefälle J zugrunde zu legen, obwohl diese Annahme natürlich nicht einwandfrei ist.) Die Resultate v_1 und $T_1 + h$ trägt man in zwei Kurven auf, wobei die B_1 Abszissen sind. Damit kann man zusammengehörige Werte von

$$H_2 + w \equiv T_1 + h \qquad 52$$

und B_1 abgreifen und erhält, da $H_1 + H_2 + w$ gegeben, zusammengehörige

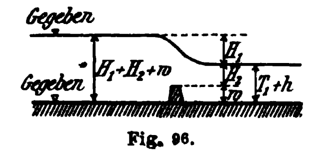


Fig. 96.

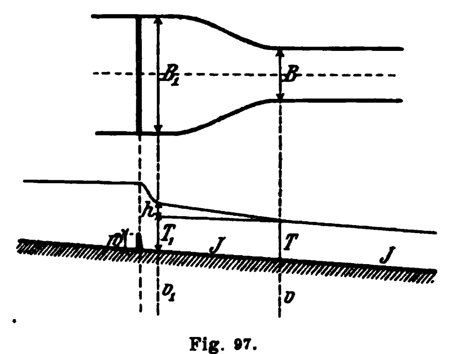


Fig. 97.

Werte von H_1, H_2 und B_1 (Fig. 96 und 97). Man kann nun durch Versuchsrechnungen bestimmen, durch welche dieser zusammengehörigen Werte H_1, H_2 und B_1 die Näherungsgleichung

$$Q = 1{,}77 \cdot B_1 \sqrt{H_1^3} + 2{,}35 \cdot B_1 \cdot H_2 \sqrt{H_1}$$

befriedigt ist.

Anm. Man kann diese Aufgabe auch unter allmählicher Annäherung mit den Gleichungen von § 7 lösen, vgl. [168] Aufgabe Nr. 267 und 268, das umgekehrte Problem.

§ 42. Streichwehre und Notauslässe.

Ein durchaus befriedigendes Verfahren zu ihrer Berechnung gibt es bis heute noch nicht. Über Versuche vgl. [2].

Die folgende von Chauvin: Construction du Canal de Jonage, gegebene Berechnungsweise für die Wasserführung eines Streichwehrs setzt die Wasserhöhe am oberen Ende des Streichwehrs als gegeben voraus. Sie fragt: „Wieviel fließt über, wenn am oberen Ende eine bestimmte Wasserhöhe herrscht und das Streichwehr so und so lang ist?"

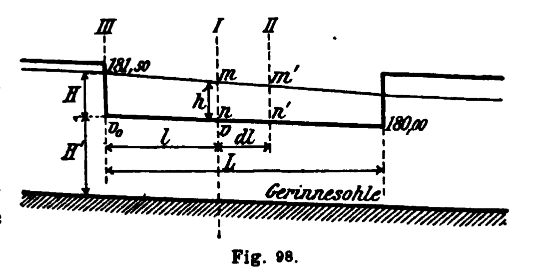


Fig. 98.

Dabei ist die Wasserhöhe $H + H'$ gleich derjenigen im ungestörten Gerinne angenommen, was wegen des Vorhandenseins einer stromaufwärts sich erstreckenden Absenkungskurve zu hoch ist. Die über das Streichwehr zu führende Wassermenge sei Q. Die Ausflußmenge auf der Strecke $d\,l$ ist

$$d\,Q = 0{,}40 \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{2\,g} \cdot d\,l = 1{,}77\, h^{3/2} \cdot dl \qquad 53$$

dQ ist gleich der Differenz zwischen den Liefermengen des Kanals in den Profilen I und II. Sie ist im Profil I, wenn B die Breite des rechteckig angenommenen Profils bedeutet,

$$B(H' + h) \cdot v \qquad 54$$

Vernachlässigt man im folgenden die aus der Sohlenneigung sich ergebende Arbeit der Schwere und die ihr entgegengesetzt wirkende Arbeit der Reibung, so erhält man:

Zuwachs an lebendiger Kraft auf l $\quad \frac{1}{2} m (v^2 - v_0^2)$

Geleistete Arbeit auf l, wobei als „Weg" die Vertikalverschiebung des Schwerpunkts der Wassermasse zwischen Profil III und I anzusetzen ist:

$$g \cdot m \cdot \frac{H - h}{2}$$

Hieraus folgt:

$$v^2 - v_0^2 = g(H - h) \qquad 55$$

und

$$v = \sqrt{g(H - h) + v_0^2} \qquad 56$$

Damit ist die Kanalwassermenge im Profil I:

$$Q = B(H' + h)\sqrt{g(H - h) + v_0^2} \qquad 57$$

Durch Differentiation nach h kommt:

$$dQ = B\left[\frac{-g(H' + h)}{2\sqrt{g(H - h) + v_0^2}} + \sqrt{g(H - h) + v_0^2}\right] \cdot dh \qquad 58$$

und mit Gl. 53:

$$dl = \frac{B}{1{,}77 \cdot h^{3/2}} \cdot \left[-\frac{g(H' + h)}{2\sqrt{g(H - h) + v_0^2}} + \sqrt{g(H - h) + v_0^2}\right] dh \qquad 59$$

Hieraus ergibt sich:

$$l = \int \frac{B}{1{,}77 \cdot h^{3/2}} \left[-\frac{g(H' + h)}{2\sqrt{g(H - h) + v_0^2}} + \sqrt{g(H - h) + v_0^2}\right] \cdot dh \qquad 60$$

Aus Gl. 53 folgt für die Gesamtlänge L des Streichwehrs:

$$Q = \int_0^L 1{,}77 \cdot h^{3/2} \cdot dl \qquad 61$$

Da die Integration der Gl. 60 Schwierigkeiten macht, so kann man für verschiedene h die Kurve

$$y = \varphi(h) = \frac{B}{1{,}77 \cdot h^{3/2}} \left[-\frac{g(H' - h)}{2\sqrt{g(H - h) + v_0^2}} + \sqrt{g(H - h) + v_0^2}\right] \qquad 62$$

auftragen und so die einander entsprechenden l und h ermitteln. Mit den l als Abszissen kann man die Kurve

$$z = 1{,}77 \cdot h^{3/2} \qquad 63$$

konstruieren. Die von der z-Kurve abgegrenzte Fläche gibt die zu verschiedenen l gehörigen Wassermengen, welche über das Streichwehr laufen.

Bei Notauslässen von städtischen Kanalisationen pflegt man (Ge 1909, S. 93 ff.) die Annahme zu machen, daß die Überfallkrone und der Überfallspiegel $c\,a$ parallel zueinander und zur Gerinnesohle liegen. Die Überfallhöhe H läßt sich folgendermaßen bestimmen:

Von der Gesamtwassermenge Q soll der Betrag $Q_n = Q - (m + 1) \cdot q$, wo $m = 2 \div 9$ gesetzt wird und q die Brauchwassermenge bedeutet, durch den Notauslaß abfließen. Die Menge $Q_x = Q - Q_n$ soll im Kanalnetz weiterlaufen. Auf die Länge l des Notauslasses wird in der Regel das Profil D

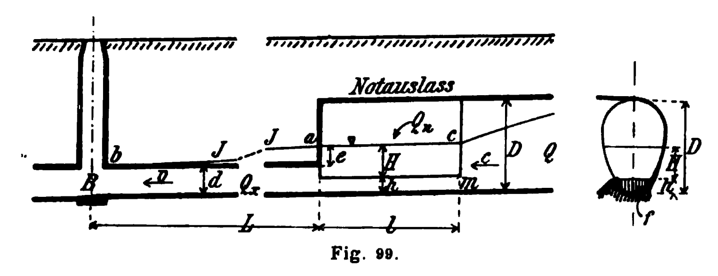


Fig. 99.

so weit möglich unverändert durchgeführt, so daß dann im Teilquerschnitt f (Fig. 99 rechts) Q_x unter der mittleren Druckhöhe $\frac{h}{2} + H$ fließt. Die der Wassermenge Q_x entsprechende Höhe h kann man für verschiedene Profile aus den Tafeln VI und VII berechnen.

Nunmehr wird das Profil d so angenommen, daß

1. der Überdruck e bei A keinen schädlichen Rückstau in etwaige Hausentwässerungen bewirkt. Im übrigen können Profile aus gutem Material die hier in Betracht kommenden Rückstauhöhen auf kurze Zeit anstandslos ertragen;

2. die im Profil d herrschende Geschwindigkeit v die zulässigen Grenzen nicht überschreitet;

3. die Drucklinie $a\,b$ im nächsten Einsteigschacht den Kanalscheitel wieder erreicht.

Aus dem errechneten Drucklinienegefälle J ergibt sich $e = J \cdot L$, und damit wird

$$H = e + d - h \qquad 64$$

Dieses H nimmt man mit großer Annäherung (vgl. Ö. Z. 1893, S. 633) über die ganze Schwellenlänge konstant an (vgl. die Annahme oben).

Zur Berechnung von l kann man die üblichen Überfallformeln verwenden, z. B. für die Annahme $v = 0$ die Gl. 2 und 8 oder, wenn das Wasser dem Notauslaß in schiefer Richtung mit der Geschwindigkeit c zufließt, Gl. 1 und 7, wobei

$$k = \frac{(c \cdot \cos \alpha)^2}{2g} \qquad 65$$

gesetzt werden mag, wenn das ankommende Wasser die Schwelle unter dem Winkel α trifft.

Setzt man $\frac{2}{3}\mu = 0{,}45$, so kommen aus 1. und 2. die einfachen Formeln:

$$l = \frac{Q}{2\left[(H+k)^{3/2} - k^{3/2}\right]} \qquad 66$$

bzw.

$$l = \frac{Q}{2 \cdot H^{3/2}} \qquad 67$$

Anm. Knauff benutzt die Formel: $l = 0{,}69\sqrt{Q} : H^{5/4}$.

Ergibt sich l größer, als man es brauchen kann, so wird man durch Verkleinerung von d den Wert e und damit H vergrößern und so l zu verkleinern suchen.

Statt der Überfälle kommen bei Stauwerken bisweilen Heberanlagen zur Verwendung. Man kann sie berechnen nach der Formel:

$$Q = \zeta \cdot F \cdot \sqrt{2gh} \qquad 68$$

wo F der Heberquerschnitt, h die Spiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser und ζ ein Koeffizient ist, der bei abgerundeten Einlaufteilen mindestens gleich 0,5 gesetzt werden kann (vgl. Deutsche Bauzeitung 1910, S. 222).

Literatur zu Kapitel VIII: 2, 6, 9, 10, 15, 40, 157, 160, 165.

Kapitel IX.

Stauberechnungen.

§ 43. Allgemeine Erörterungen.

Die verschiedenen in der Praxis eingebürgerten Stauberechnungsmethoden gehen von Rechnungsgrundlagen aus, die sich nicht bei allen Methoden decken und nicht in allen Fällen (natürliche Flußläufe, künstliche Gerinne) gleichmäßige Berechtigung besitzen. Daher ergeben auch die verschiedenen Methoden voneinander abweichende Resultate. Man muß also eventuell, um sicher zu gehen, eine und dieselbe Aufgabe nach verschiedenen Methoden durchrechnen und die ungünstigsten Zahlen der weiteren Projektierung zugrunde legen. Ferner ist eventuell zu berücksichtigen, daß durch Verkiesung einer Flußsohle oberhalb eines Wehrs die Stauweite und Stauhöhe nachträglich noch zunehmen können.

Die Genauigkeitsgrenze einer Staukurvenberechnung wird an der Stelle liegen, wo der Einfluß der Wellenbildung die Stauhöhe z ohnehin überwiegen kann, also etwa bei $z = 3$—5 cm. Rühlmann berücksichtigt Stauhöhen bis herab zu $z = 0{,}01 \cdot t$, wo t die ungestaute Wassertiefe bedeutet.

Im allgemeinen läßt man zur Vermeidung von Streitigkeiten zwischen zwei aufeinander folgenden Stauanlagen ein Flußgefälle von 10—20 cm unausgenutzt liegen.

Bei der Berechnung der Stauhöhe und Stauweite ist natürlich auch die Lamellenhöhe h des über ein Wehr überströmenden Wassers zu berücksichtigen (vgl. Fig. 100).

Bei breiten Wasserbecken oder bei ganz kleinen Wassermengen, wo die Wassergeschwindigkeit vernachlässigt werden kann, ist die Staukurve eine Horizontale. Ist hier J das Talsohlengefälle, Z die Stauhöhe, so ist die Stauweite $l = Z : J$.

§ 44. Näherungsmethoden zur Stauberechnung.

1. Zur Berechnung der Staukurve wird bisweilen die Parabelgleichung

$$z = Z - J \cdot x + \frac{x^2 \cdot J^2}{4 \cdot Z} \qquad 1$$

verwendet. Mit $x = l \quad z = 0$ ergibt sich hieraus die Stauweite zu

$$l = \frac{2 \cdot Z}{J} \qquad 2$$

Wenn $Z = 1{,}30 \cdot t$, stimmt diese Gleichung mit der Rühlmannschen Formel überein, in den anderen Fällen weicht sie zum Teil sehr stark (vgl. S. 166) von ihr ab. Es ergibt sich nämlich richtigerweise für

$$Z > 1{,}30 \cdot t \qquad l < 2\,Z : J$$
$$Z < 1{,}30 \cdot t \qquad l < 2\,Z : J$$

Die Parabel als Staukurve anzusehen, ist natürlich eine willkürliche Unterstellung, ebenso willkürlich wie die Unterstellung eines Kreisbogens, dessen

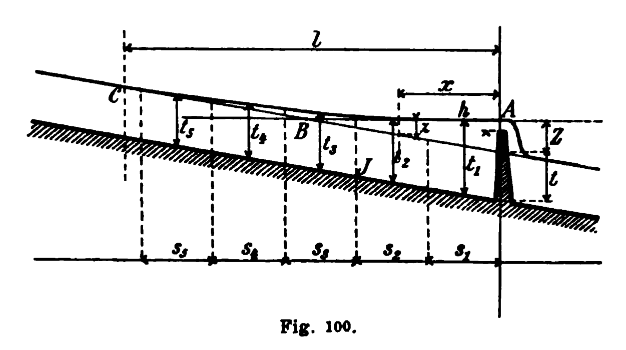


Fig. 100.

Mittelpunkt in der Senkrechten über dem Wehr liegt und der die Gerade $B\,A$ in A und die Gerade $B\,C$ in C berührt.

2. Bisweilen wird folgende Methode angewandt. Man konstruiert in stark überhöhtem Maßstab die Fig. 100 mit dem hydrostatischen Stau $A\,B$. Die Staukurve zeichnet man nach Schätzung oder mit der Methode Nr. 1 ein und ermittelt die mittleren Tiefen der einzelnen gleich oder ungleich langen Teilstrecken s. Dann berechnet man unter Annahme von $P = t$ (vgl. § 17) die Gefälle in den einzelnen Abschnitten mit der aus $v = k\sqrt{t \cdot J}$ entstandenen Formel

$$J = \frac{v^2}{k^2 \cdot t}$$

Legt man der Rechnung einen 1 m breiten Gerinnestreifen mit der Wassermenge q_1 zugrunde, so wird

$$v = q_1 : t$$

und

$$J = \frac{q_1^2}{k^2 \cdot t^3} \qquad 3$$

wobei man die k nach Kutter oder Bazin berechnen mag. Auch diese Methode kann natürlich nur rohe Näherungswerte geben.

Die vorstehenden Näherungsmethoden sollten stets nur zu Zwecken

rascher allgemeiner Orientierung verwendet werden, sonst könnten sich leicht sehr unangenehme Überraschungen einstellen.

Anm. Man hat bisweilen beobachtet, daß die Staukurve da beginnt, wo die Horizontale durch den Wasserspiegel am Wehr die Flußsohle im Oberwasser schneidet. Das trifft jedoch, verglichen mit der Rühlmannschen Formel, nur zu, wenn $Z : t = 0{,}26$.

§ 45. Ungleichförmige Wasserbewegung im Staubereich.

Die Gl. 18 in § 4 kann auf Grund der dortigen Ausführungen geschrieben werden

$$Y = \frac{Q^2}{k^2 \cdot F^2} \cdot U \cdot \Delta s \qquad 4$$

Dabei ergeben sich die Werte von Y und Δs aus Fig. 101, die Werte k, U und F sind Mittelwerte auf der Strecke Δs zwischen beiden Profilen.

Fig. 101.

Die Verwendung obiger Gleichung zur Berechnung von Staukurven ist namentlich dann von Wert, wenn der Querschnitt des Gerinnes nicht konstant ist, da man dann auch die Länge Δs nach Bedarf verändern kann.

Bei vorstehender Methode kommt man nur durch Probieren vorwärts, kann jedoch die zu machenden Annahmen auf Grund einer Näherungsmethode (vgl. § 44) von vornherein zutreffender gestalten.

§ 46. Stauberechnung nach Rühlmann, Grashof-Bresse und Tolkmitt.

Diese Methoden sind bequem und zuverlässig, besonders wenn sie in der von Tolmann [Ö. W. B. 1905 S. 405] gegebenen Art und Weise benutzt werden. Diese ist deshalb im folgenden wiedergegeben. Tolmann hat die von ihm für drei Haltungen der kanalisierten Moldau nach verschiedenen Methoden berechneten Staukurven durch Nachmessen in der Natur kontrolliert und gefunden, daß die Resultate nach Rühlmann und Grashof-Bresse am wenigsten von den beobachteten Werten abwichen und die Differenzen einmal positiv, einmal negativ waren. Die Staukurven nach Tolkmitt lagen sämtlich höher als die beobachteten. Die Rühlmannsche Formel lieferte die besten Resultate, ihr mittlerer Fehler betrug nur 1,31 cm. Will man (bei industriellen Anlagen) ganz sicher gehen, so kann man ungünstigerweise nach Tolkmitt rechnen.

In der Praxis ist man genötigt, wegen der Ungleichheit der einzelnen

Flußquerprofile einzelne Teilstrecken zu unterscheiden, in welchen die Stauverhältnisse je für sich berechnet werden.

Ein bequemes Hilfsmittel zur Verwendung der beiden Methoden gibt die Schrift von Dankwerts [36].

§ 47. Methode von Rühlmann.

1. Als Flußbreite B wählt Tolmann die mittlere Breite des Stauspiegels auf der betrachteten (Teil-)Strecke.

2. Die zugehörige Flußtiefe bestimmt Tolmann aus

$$F = B \cdot t = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{k \cdot \sqrt{P \cdot J}} \quad \text{mit } P = t$$

Tabelle zur Stauberechnung nach Rühlmann.

Tabelle 68.

$\frac{z}{t}$	$\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	Δ	$\frac{z}{t}$	$\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	Δ	$\frac{z}{t}$	$\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$	Δ
0,01	0,0067	—	0,36	1,4473	0,0167	0,92	2,1916	0,0233
0,02	2444	0,2377	0,37	4638	0165	0,94	2148	0232
0,03	3863	1419	0,38	4801	0163	0,96	2380	0232
0,04	4889	1026	0,39	4962	0161	0,98	2611	0231
0,05	5701	0812	0,40	5119	0157	1,00	2839	0228
0,06	6376	0675	0,41	5275	0156	1,10	3971	1132
0,07	6958	0582	0,42	5430	0155	1,20	5084	1113
0,08	7482	0524	0,43	5583	0153	1,30	6179	1095
0,09	7933	0451	0,44	5734	0151	1,40	7264	1085
0,10	8353	0420	0,45	5884	0150	1,50	8337	1073
0,11	8739	0386	0,46	6032	0148	1,60	9401	1064
0,12	9098	0359	0,47	6179	0147	1,70	3,0458	1057
0,13	9434	0336	0,48	6324	0145	1,80	1508	1150
0,14	9751	0317	0,49	6468	0144	1,90	2553	1045
0,15	1,0051	0300	0,50	6611	0143	2,00	3594	1041
0,16	0335	0284	0,52	6893	0282	2,10	4631	1037
0,17	0608	0273	0,54	7170	0277	2,20	5664	1033
0,18	0869	0261	0,56	7444	0274	2.30	6694	1030
0,19	1119	0250	0,58	7714	0270	2,40	7720	1026
0,20	1361	0242	0,60	7980	0266	2,50	8745	1015
0,21	1595	0234	0,62	8243	0263	2,60	9768	1023
0,22	1821	0226	0,64	8503	0260	2,70	4,0789	1021
0,23	2040	0219	0,66	8759	0259	2,80	1808	1019
0,24	2254	0214	0,68	9014	0255	2,90	2826	1018
0,25	2461	0207	0,70	9266	0252	3,00	3843	1017
0,26	2664	0203	0,72	9517	0251	4,00	5,3958	1,0115
0,27	2861	0197	0,74	9765	0248	5,00	6,4020	1,0062
0,28	3054	0193	0,76	2,0010	0245	6,00	7,4056	1,0036
0,29	3243	0189	0.78	0254	0244	8,00	9,4097	2,0041
0,30	3428	0185	0,80	0495	0241	10,00	11,412	2,0023
0,31	3610	0182	0,82	0735	0240	15,00	16,414	5,002
0,32	3789	0179	0,84	0975	0240	20,00	21,415	5,001
0,33	3964	0175	0,86	1213	0238	30,00	31,415	10,000
0,34	1136	0172	0,88	1449	0236	50,00	51,416	20,001
0,35	4306	0170	0,90	1683	0234	100,00	101,420	50,004

zu

$$t = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{k^2 \cdot B^2 \cdot J}} \qquad 5$$

3. Stauhöhen $z \leq 0{,}01 \cdot t$ werden vernachlässigt.

Die Rühlmannsche Formel lautet für die Stauhöhe z in der Entfernung x vom Wehr:

$$\frac{J \cdot x}{t} = \varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - \varphi\left(\frac{z}{t}\right) \qquad 6$$

Mit $x = l$ nimmt $\varphi\left(\frac{z}{t}\right)$ den Wert 0,0067 an und man erhält als Stauweite:

$$l = \frac{t}{J}\left[\varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - 0{,}0067\right] \qquad 7$$

Zur Rechnung dient Tabelle 68.

Aus Gl. 7 folgt

$$\varphi\left(\frac{Z}{t}\right) = \frac{J \cdot l}{t} + 0{,}0067 \qquad 8$$

und damit die zulässige Stauhöhe Z, wenn die Stauweite l nicht überschritten werden darf. Abzüge an Z können erforderlich sein:

1. für die Überströmungshöhe h über dem Wehr,
2. zur Sicherheit gegen Rückstau nach dem Oberlieger (10—20 cm).

Setzt man nach Faber den Klammerwert in Gl. 7 gleich $\frac{Z}{t} \cdot y$, so wird

$$l = \frac{Z}{J} \cdot y = l_1 \cdot y \qquad 9$$

wo l_1 die hydrostatische Stauweite ist. Die folgende Tabelle gibt eine Reihe von y-Werten.

Tabelle 69.

$\frac{Z}{t}$	y	$\frac{Z}{t}$	y	$\frac{Z}{t}$	y	$\frac{Z}{t}$	y
0,02	13,89	0,2	5,65	1,1	2,17	2,5	1,55
0,03	12,65	0,3	4,45	1,2	2,08	3,0	1,46
0,04	12,06	0,4	3,76	1,3	2,01	3,5	1,40
0,05	11,27	0,5	3,31	1,4	1,94	4,0	1,35
0,06	10,52	0,6	2,98	1,5	1,88	5,0	1,28
0,07	9,84	0,7	2,74	1,6	1,83	6,0	1,23
0,08	9,27	0,8	2,55	1,7	1,78	8,0	1,17
0,09	8,74	0,9	2,40	1,8	1,74	10,0	1,14
0,10	8,29	1,0	2,28	1,9	1,69	20,0	1,07
				2,0	1,66	50,0	1,03

Beispiel. Für eine korrigierte, also gleichmäßige Flußstrecke sei $t = 0{,}8$ $Z = 1{,}9$ $J = 1:2500$.

1. Wie groß ist l? 2. Wie groß ist z bei $x = 2500$?

ad 1. Mit $Z = 1{,}9$ ist $Z : t = 2{,}375$

$t : J = 0{,}8 \cdot 2500 = 2000.$

Dann mit der Tabelle:

$$\varphi\left(\frac{Z}{t}\right) - 0{,}0067 = 3{,}7464 - 0{,}0067 = 3{,}7397$$

$$l = 3{,}7397 \cdot 2000 = \underline{\underline{7479 \text{ m}}}$$

ad 2. $\frac{J \cdot x}{t} = 1{,}250 = \varphi(2{,}375) - \varphi\left(\frac{z}{0{,}8}\right)$

$\varphi(2{,}375) = 3{,}7454$ somit $\varphi\left(\frac{z}{0{,}8}\right) = 2{,}4964$

woraus mit der Tabelle: $\frac{z}{0{,}8} = 1{,}189$

$$z = \underline{\underline{0{,}95 \text{ m.}}}$$

Mit Tabelle 69 käme $l = 7460$ m. Nach der Parabelmethode wäre $l = 2 \cdot 1{,}9 \cdot 2500 = 9500$ m, das ist um 21 % zu viel!

Anm. 1. Setzt man in der Rühlmannschen Formel:

$$Z = n \cdot t$$

so erhält man allgemein

$$l = f(n) \cdot t \, \frac{t}{a} \qquad 10$$

woraus für

$n =$	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
$f(n) =$	1,6604	1,9822	2,2772	2,5632	2,8270	3,1033	3,3527	3,8678	4,3776	4,8834	5,3891

sich ergibt.

Anm. 2. In vielen Fällen wird durch die getroffenen technischen Maßnahmen die Meereshöhe eines Stauspiegels festgehalten, trotz der Veränderungen in der Wasserführung des Gewässers; es ist also $Z + t =$ konst. $t =$ var. Daher muß auch die Stauweite trotz $Z + t =$ konst. sich ändern. Man erhält unter dieser Bedingung das Maximum der Stauweite, wenn $Z = t$, und die Stauweite nimmt ab, wenn t gegenüber dem Wert $t = Z$ wächst, oder wenn es abnimmt. Die Tabelle gibt hierfür Beispiele für die Veränderung der Stauweite unter Annahme von $J = 0{,}001$.

Tabelle 70.

Nr.	$Z + t =$ / t	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
1	0,5	1666	2189	2695	3197	3699	4200
2	1,0	1654	2277	2827	3333	3867	4377
3	1,5	0	2085	2823	3416	3965	4511
4	2,0		0	2479	3309	3965	4554
5	2,5			0	2824	3763	4478
6	3,0				0	3147	4169
7	3,5					0	3420

Für $t = 0$ erhält man als Grenzwert die hydrostatische Stauweite.

§ 48. Methode von Grashof-Bresse.

Grashof gibt eine einfachere, weniger genaue, und eine kompliziertere, genauere Methode. Beide Male ist z gegeben und x gesucht [67] S. 761 ff.

Voraussetzungen sind:

1. B überragt t so sehr, daß man $U = B$, also $P = t$ setzen kann. Die Größe t wird wie bei dei Rühlmannschen Methode berechnet.

2. Über dem ungestauten Wasserspiegel sind die Ufer nahezu senkrecht, so daß durch den Stau die Spiegelbreite sich nicht wesentlich ändert.

Einfache Methode.

Die Berechnung erfolgt nach der Gleichung:

$$x = \frac{1}{J}\left[Z - z + \left(t - \frac{v^2}{g}\right)(\psi - \Psi)\right] \qquad 11$$

Man bestimmt zunächst $t - \frac{v^2}{g}$. Mit

$$\left\{\begin{array}{l} \frac{1}{S} = \frac{t}{t+Z} \\ \frac{1}{s} = \frac{t}{t+z} \end{array}\right\} \text{ folgt aus Tabelle 71 } \left\{\begin{array}{l} \Psi \\ \psi \end{array}\right.$$

und damit $(\psi - \Psi)$, womit Gl. 11 zu berechnen ist. In dieser Gleichung ist der bekannte Koeffizient k mit einem konstanten Wert entsprechend dem ungestauten Flußzustand enthalten. Diese Ungenauigkeit vermeidet die

Genauere Methode.

Die Berechnung geschieht nach der Gleichung:

$$x = \frac{1}{J}\left[Z - z + \left(c \cdot t \frac{v^2}{c^2 \cdot g}\right)(\psi' - \Psi')\right] \qquad 12$$

Man bestimmt der Reihe nach:

$$k_0 = \frac{v}{\sqrt{J \cdot t}}$$

$$m = 23 + \frac{0{,}00155}{J}$$

$$\frac{1}{n} = \frac{k_0 - m}{2} + \sqrt{\left(\frac{k_0 - m}{2}\right)^2 + \frac{m \cdot k_0}{\sqrt{t}}}$$

dann ist für gegebene z

$$\left\{\begin{array}{l} z_1 = \frac{z + Z}{2} \\ s_1 = \frac{z_1 + t}{2} \end{array}\right.$$

und hieraus erhält man:

$$k = \frac{1}{n} \cdot \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0{,}00155}{J} \cdot s_1^3}{\frac{1}{n} + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J} \cdot s_1^3\right)\frac{1}{\sqrt{z_1 + t}}}$$

Ferner ist $c = \left(\frac{k_0}{k}\right)^{2/3}$, woraus $\left(c\,t - \frac{v^2}{c^2 g}\right)$ sich bestimmen läßt.

Für $\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{s_1} = \frac{c \cdot t}{z + t} \\ \frac{1}{S_1} = \frac{c \cdot t}{Z + t} \end{array} \right\}$ erhält man aus Tabelle 71 $\left\{ \begin{array}{l} \varphi' \\ \Psi' \end{array} \right.$ und damit $(\varphi' - \Psi')$

Hieraus folgt $c\,t - \left(\frac{v^2}{c^2 g}\right) \cdot (\psi' - \Psi')$. Addiert man hierzu $(Z - z)$, so erhält man den Wert $J \cdot x$ und hieraus schließlich x.

Tabelle zur Stauberechnung nach Grashof-Bresse.

Tabelle 71. $\frac{1}{s} = \frac{1}{s'} = \frac{1}{S} = \frac{1}{S'} \quad \cdot \quad \psi = \psi' = \Psi = \Psi'$

$\frac{1}{s}$	ψ	Δ	$\frac{1}{s}$	ψ	Δ	$\frac{1}{s}$	ψ	Δ	$\frac{1}{s}$	ψ	Δ
0,999	2,1834	—	0,944	0.8418	0,0121	0,800	0,4198	0,0083	0,48	0.1207	0,0055
0,998	1,9523	0,2311	0,942	0,8301	0117	0,795	0,4117	0081	0,47	0,1154	0053
0,997	1,8172	1351	0,940	0 8188	0113	0,790	0,4039	0078	0.46	0,1102	0052
0,996	1,7213	0959	0,938	0,8079	0109	0,785	0.3962	0077	0,45	0,1052	0050
0,995	1,6469	0744	0.936	0,7973	0106	0,780	0,3886	0076	0,44	0,1003	0049
0,994	1,5861	0608	0,934	0,7871	0102	0,775	0,3813	0073	0,43	0,0955	0048
0,993	1,5348	0513	0.932	0,7772	0099	0,770	0,3741	0072	0,42	0,0909	0046
0,992	1,4902	0446	0,930	0,7675	0097	0,765	0,3671	0070	0,41	0,0865	0044
0,991	1,4510	0392	0,928	0,7581	0094	0,760	0,3603	0068	0,40	0,0821	0044
0,990	1,4159	0351	0,926	0,7490	0090	0,755	0,3536	0067	0,39	0,0779	0042
0,989	1,3841	0318	0,924	0,7401	0089	0,750	0,3470	0066	0,38	0,0738	0041
0,988	1,3551	0290	0.922	0,7315	0086	0,745	0,3406	0064	0,37	0,0699	0039
0,987	1,3284	0267	0,920	0,7231	0084	0,740	0,3343	0063	0,36	0,0660	0039
0,986	1.3037	0247	0,918	0,7149	0082	0,735	0,3282	0061	0,35	0,0623	0037
0,985	1,2807	0230	0 916	0,7069	0080	0,730	0,3221	0061	0,34	0,0587	0036
0,984	1,2592	0215	0,914	0,6990	0079	0,725	0.3162	0059	0,33	0,0553	0034
0,983	1,2390	0202	0,912	0,6914	0076	0,720	0 3104	0058	0,32	0.0519	0034
0,982	1,2199	0191	0.910	0,6839	0075	0,715	0 3047	0057	0,31	0,0486	0033
0,981	1,2019	0180	0,908	0,6766	0073	0,710	0,2991	0056	0,30	0,0455	0031
0,980	1,1848	0171	0,906	0,6695	0071	0,705	0,2937	0054	0,29	0,0425	0030
0,979	1,1686	0162	0,904	0,6625	0070	0,70	0,2883	0054	0,28	0,0395	0030
0,978	1,1531	0155	0,902	0,6556	0069	0,69	0,2778	0105	0,27	0,0367	0028
0,977	1,1383	0148	0.900	0,6489	0067	0,68	0,2677	0101	0,26	0,0340	0027
0,976	1,1241	0142	0.895	0,6327	0062	0,67	0,2580	0097	0,25	0,0314	0026
0,975	1,1105	0136	0 890	0,6173	0154	0,66	0,2486	0094	0,24	0,0290	0024
0,974	1,0974	0131	0,885	0,6025	0148	0,65	0,2395	0091	0,23	0,0266	0024
0,973	1,0848	0126	0.880	0,5884	0141	0.64	0,2306	0089	0,22	0.0243	0023
0,972	1,0727	0121	0,875	0,5749	0135	0,63	0,2221	0085	0,21	0,0221	0022
0,971	1,0610	0117	0,870	0,5619	0130	0,62	0,2138	0083	0,20	0,0201	0020
0,970	1,0497	0113	0,865	0,5494	0125	0,61	0,2058	0080	0,19	0,0181	0020
0,968	1,0282	0215	0,860	0,5374	0120	0,60	0,1980	0078	0,18	0,0162	0019
0,966	1,0080	0202	0,855	0,5258	0116	0,59	0,1905	0075	0,17	0,0145	0017
0,964	0,9890	0190	0,850	0,5146	0112	0,58	0,1832	0073	0,16	0,0128	0017
0,962	0,9709	0181	0,845	0,5037	0109	0,57	0,1761	0071	0 15	0,0113	0015
0,960	0,9539	0170	0,840	0,4932	0105	0,56	0,1692	0069	0,14	0,0098	0014
0,958	0,9376	0163	0,835	0,4831	0101	0,55	0,1625	0067	0,13	0,0085	0013
0,956	0,9221	0155	0,830	0,4733	0098	0,54	0,1560	0065	0,12	0,0072	0013
0,954	0,9073	0148	0,825	0,4637	0096	0,53	0,1497	0063	0,11	0,0061	0011
0,952	0,8931	0142	0 820	0,4544	0093	0,52	0,1435	0062	0,10	0,0050	0011
0,950	0,8795	0136	0,815	0,4454	0090	0,51	0,1376	0059	0,09	0,0041	0009
0,948	0,8665	0130	0,810	0,4367	0087	0,50	0,1318	0058	0,08	0,0032	0009
0,946	0,8539	0126	0,805	0,4281	0086	0,49	0,1262	0056	0,07	0,0025	0007

§ 49. Methode von Tolkmitt.

Während R ü h l m a n n und G r a s h o f - B r e s s e ein rechteckiges Flußprofil annehmen, wählt T o l k m i t t ein parabolisches. Zur Berechnung dienen die Gleichungen:

$$x = \frac{a}{J}\left[f\left(\frac{Z+a}{a}\right) - f\left(\frac{z+a}{a}\right)\right] \qquad 13$$

und

$$l = \frac{a}{J}\cdot f\left(\frac{Z+a}{a}\right) \qquad 14$$

Die Größe a bedeutet hier die Maximaltiefe des der Parabelform angepaßten ungestauten Querschnitts. Zur Berechnung dient die folgende Tabelle.

Tabelle zur Stauberechnung nach Tolkmitt.

Tabelle 72.

$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a+z}{a}$	$f\left(\frac{a+z}{a}\right)$	Δ
1,00	— ∞	—	1,16	0,865	0,023	1,37	1,221	0,014	1,90	1,850	0,055
1,005	— 0,102	—	1,17	0,887	022	1,38	1,235	014	1,95	1,904	054
1,01	+ 0,074	0,176	1,18	0,908	021	1,39	1,249	014	2,00	1,957	053
1,015	0,179	0,105	1,19	0,928	020	1,40	1,262	013	2,1	2,063	106
1,02	0,254	075	1,20	0,948	020	1,41	1,276	014	2,2	2,168	105
1,025	0,313	059	1,21	0,967	019	1,42	1,289	013	2,3	2,272	104
1,03	0,362	049	1,22	0,985	018	1,43	1,302	013	2,4	2,376	104
1,035	0,403	041	1,23	1,003	018	1,44	1,315	013	2,5	2,478	102
1,04	0,440	037	1,24	1,021	018	1,45	1,328	013	2,6	2,581	103
1,045	0,473	033	1,25	1,038	017	1,46	1,341	013	2,7	2,683	102
1,05	0,502	029	1,26	1,055	017	1,47	1,354	013	2,8	2,785	102
1,06	0,554	052	1,27	1,071	016	1,48	1,367	013	2,9	2,886	101
1,07	0,599	045	1,28	1,087	016	1,49	1,379	012	3,0	2,988	102
1,08	0,639	040	1,29	1,103	016	1,50	1,392	013	3,5	3,492	504
1,09	0.675	036	1,30	1,119	016	1,55	1.453	061	4,0	3,995	503
1,10	0,708	033	1,31	1,134	015	1,60	1,513	060	4.5	4,496	501
1,11	0,738	030	1,32	1,149	015	1,65	1,571	058	5,0	4,997	501
1,12	0,766	028	1,33	1,164	015	1,70	1,628	057	6.0	5,998	1,001
1,13	0,793	027	1,34	1,178	014	1,75	1,685	057	8,0	7,999	2,001
1,14	0,818	025	1,35	1,193	015	1,80	1,740	055	10,0	10,000	2,000
1,15	0,842	024	1,36	1,207	014	1,85	1,795	055	∞	∞	∞

Bei einer Parabel ist allgemein $a = \frac{3}{2}\cdot\frac{F}{b}$. T o l m a n n setzt nun ähnlich wie bei der R ü h l m a n n schen Methode

$$a = \frac{3}{2}\cdot\frac{F}{b} = \frac{3}{2}\cdot t = \frac{3}{2}\sqrt[3]{\frac{Q^2}{k^2\cdot b^4\cdot J}} \qquad 15$$

Hierin ist k geschätzt (ungefähr gleich 30) und für b ein Wert gewählt, „welcher unter Berücksichtigung der zugehörigen Tiefe a und der abgeschätzten mittleren Stauhöhe $\frac{Z+z}{2}$ der Parabelform entspricht“. (Die berechtigte Begründung dieses Vorgehens wolle man in der Quelle nachlesen.) Die Rech-

nung geht folgendermaßen vor sich. Man schätzt die Werte von b, k und $\frac{Z+z}{2}$. Dann berechnet man t nach Gl. 5, woraus sich $a = \frac{3}{2} \cdot t$ ergibt. Sodann folgt aus dem Gesetz der Parabel

$$\left(\frac{b}{2}\right)^2 = 2 \cdot p \cdot a$$

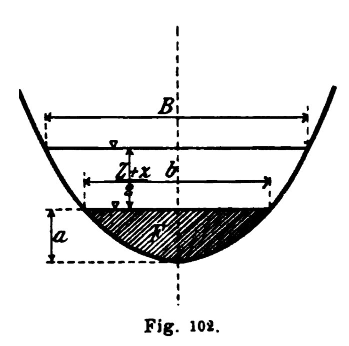


Fig. 102.

und ebenso (vgl. die Fig. 102)

$$\left(\frac{B}{2}\right)^2 = 2\,p\left(a + \frac{Z+z}{2}\right) = \frac{\left(\frac{b}{2}\right)^2}{a}\left(a + \frac{Z+z}{2}\right)$$

Aus dieser Gleichung läßt sich B bestimmen. Ist dieses rechnungsmäßig erhaltene B genügend genau gleich der tatsächlichen mittleren Stauspiegelbreite bei der Wassertiefe $a + \frac{Z+z}{2}$ der betrachteten Teilstrecke, so war b richtig gewählt und mit dem erhaltenen Wert a kann weitergerechnet werden.

Die Berechnung mit der Rühlmann-Tolmannschen Methode ist also die wesentlich einfachere.

Anm. 1. Man beachte den Unterschied der Größen t und a in den Methoden von Rühlmann und Tolkmitt.

Anm. 2. Unter Vernachlässigung der Veränderlichkeit von k erhält Tolkmitt für das Spiegelgefälle J_x an der Stelle eines Gerinnes, wo ein Stau z erzeugt wird:

$$J_x = J\left[\frac{a}{a+z}\right]^4 \qquad 16$$

§ 50. Senkungskurven nach Tolkmitt.

In manchen Fällen wird an einer Stelle eines Gerinnes eine plötzliche Spiegelsenkung hervorgerufen, z. B. durch Baggerung, durch Anlegung von Durchstichen, bei der Einmündung in einen See; in Städtekanalisationen bei den Notauslässen (vgl. Fig. 103).

Die Berechnung der Senkungskurve kann erfolgen nach Tolkmitt [58] S. 130. Man benutzt die Gleichung:

$$x = \frac{a}{J}\left[f\left(\frac{a-z}{a}\right) - f\left(\frac{a-h}{a}\right)\right] \cdot \left[1 - J \cdot \frac{k^2}{g}\right] - \frac{h-z}{J} \qquad 17$$

worin gegeben sind:

$$a = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{B}$$

$$g = 0{,}81$$

k als der Kuttersche Wert.

Zur Berechnung dient Tabelle 73.

Tabelle zur Berechnung der Senkungskurven nach Tolkmitt.

Tabelle 73.

$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	Δ	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	Δ
1,0	∞	—	0,90	1,103	0,014	0,70	0,739	0,013
0,995	1,889	∞	0,89	1,075	0,028	0,69	0,726	0,013
0,990	1,714	0,175	0,88	1,049	0,026	0,68	0,713	0,013
0,985	1,610	0,104	0,87	1,025	0,024	0,67	0,701	0,013
0,980	1,536	0,074	0,86	1,002	0,023	0,66	0,688	0,013
0,975	1,479	0,055	0,85	0,980	0,022	0,65	0,676	0,012
0,970	1,431	0,048	0,84	0,960	0,020	0,64	0,664	0,012
0,965	1,391	0,040	0,83	0,940	0,020	0,63	0,652	0,012
0,960	1,355	0,036	0,82	0,922	0,018	0,62	0,640	0,012
0,950	1,324	0,031	0,81	0,904	0,018	0,61	0,628	0,012
0,955	1,296	0,028	0,80	0,887	0,017	0,60	0,617	0,011
0,945	1,270	0,026	0,79	0,870	0,017	0,55	0,561	0,056
0,940	1,246	0,024	0,78	0,854	0,016	0,50	0,506	0,055
0,935	1,224	0,022	0,77	0,838	0,016	0,45	0,454	0,052
0,930	1,204	0,020	0,76	0,823	0,015	0,40	0,402	0,052
0,925	1,185	0,019	0,75	0,808	0,015	0,35	0,351	0,051
0,920	1,166	0,019	0,74	0,794	0,014	0,30	0,300	0,051
0,915	1,149	0,017	0,73	0,780	0,014	0,20	0,200	0,100
0,910	1,133	0,016	0,72	0,766	0,014	0,10	0,100	0,100
0,905	1,117	0,016	0,71	0,752	0,014	0,00	0,000	0,100

B e i s p i e l. In einem Fluß mit $B = 40$ $t = 0{,}80$ $J = 0{,}0005$ wird an bestimmter Stelle eine Senkung $h = 0{,}40$ m erzeugt. In welchem Abstand ist $z = 0{,}30$ m?

Es ist $F = 0{,}8 \cdot 40 = 32$ und $a = 3 \cdot 32 : 2 \cdot 40 = 1{,}2$.

Ferner ist $U = 41{,}6$ und $P = 0{,}76$.

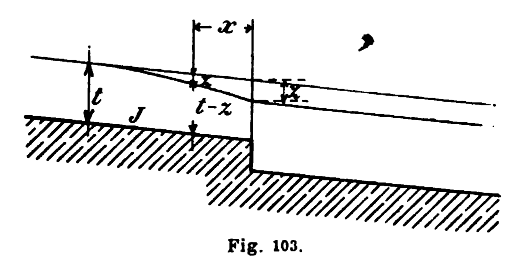


Fig. 103.

Nach Kategorie X b Tabelle 4, S. 22 wird $k = 36{,}6$, damit ist:

$$\frac{a-z}{a} = \frac{0{,}9}{1{,}2} = 0{,}750 \qquad f(0{,}750) = 0{,}808$$

$$\frac{a-h}{a} = \frac{0{,}8}{1{,}2} = 0{,}667 \qquad f(0{,}667) = 0{,}696$$

$$\text{Diff.} = 0{,}112$$

woraus:

$$x = \frac{1{,}2}{0{,}0005}\left[0{,}112\right] \cdot \left[1 - 0{,}0005 \cdot \frac{36{,}6^2}{9{,}81}\right] - \frac{0{,}1}{0{,}0005} = 54 \text{ m}$$

§ 51. Stauwirkung bei Brücken*).

Die Berechnung erfolgt gewöhnlich nur für das höchste Hochwasser.

1. Die Formel von d'Aubuisson (s. Fig. 104)

$$y = \frac{v_a^2 - v_e^2}{2g} \qquad 18$$

erweckt folgende Bedenken.

a) Streng genommen ergibt die Formel die Schwerpunktssenkung zwischen den Querschnitten I und II. Bei rechteckigen Querschnitten ist aber die Spiegelsenkung doppelt so groß als jene.

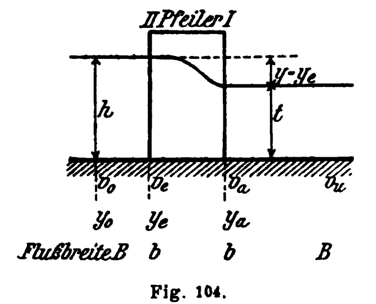


Fig. 104.

b) Das zahlenmäßige Ergebnis der Formel hängt von dem Absolutwert von v_a ab.

c) Die Annahme, daß y im Einlaufprofil (II) (Fig. 104) beginne, ist willkürlich, ebenso die Annahme, daß $v_a = v_u = v_{max}$, daß $v_e = v_o = v_{min}$ und daß $y_e = 0$ seien.

d) Freytag hat gezeigt, daß die Annahme

$$v_o = v_{min} = \frac{Q}{f_o + b_o \cdot y_o} \qquad 19$$

[wobei f_o der Wasserquerschnitt oberhalb der Brücke zwischen Sohle und ungestauter Spiegelhöhe ist] unhaltbar sei, weil das Oberwasser den Brückenöffnungen nicht durchweg in zur Flußachse parallelen Fäden zuströmt.

Die Anwendung der Formel von d'Aubuisson empfiehlt sich also nicht.

2. Die Formel von Rühlmann lautet:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 \sqrt{2g} \cdot b \left[(y+k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + \mu_2 \cdot \sqrt{2g} \cdot (h-y) b \sqrt{y+k} \qquad 20$$

wobei man $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}9$ (im Mittel) und $k = \frac{v_0^2}{2g}$ setzen kann. Gegen diese Formel erheben sich folgende Bedenken.

a) Die Bedenken unter c und d von Nr. 1 gelten auch hier.

b) Es fehlt wie unter Nr. 1 die Berücksichtigung der Nachsaugung durch das abfließende Wasser.

Die Formel soll nach Hofmann stets viel zu kleine (um etwa 50 %) Werte der Stauhöhe ergeben.

3. Formel von Wex. Bei dieser Formel findet eine Berücksichtigung der Nachsaugung statt.

*) Vgl. § 7.

Wex setzt dabei voraus, daß die Pfeiler in so geringen Entfernungen voneinander stehen, „daß die vor den einzelnen Pfeilern entstehenden Aufstauungen des Oberwassers sich miteinander vereinigen und über die ganze obere Breite des Flusses oder Kanals reichen, also diese Pfeiler eine förmliche Bettverengung bilden".

Die Wexschen Formeln werden also große Stauhöhen ergeben müssen.

Bezeichnet man die Flußbreite mit B, die Summe der Pfeilerbreiten mit d, die Summe der Lichtweiten mit b, so muß sein:

$$b = B - d$$

In der Regel wird der höchstzulässige Wert von H_1 (Fig. 97) gegeben sein, dann erhält man mit dem bekannten Wert $H_2 = T_1$ (Fig. 96) aus Gl. 48, S. 154, den Näherungswert:

$$b = \frac{Q}{1{,}77 \cdot H_1^{3/2} + 2{,}35 \cdot H_2 \cdot H_1^{1/2}} \qquad 21$$

Damit kann man berechnen

$$c = \frac{Q}{b\,(T_1 + H_1)} \qquad 22$$

und erhält mit den Werten s, s_1 und v als Unterwassergeschwindigkeit direkt aus 45, S. 153, die Spezialform:

$$b = \frac{Q}{4{,}43\left\{\frac{2}{3}\mu\left[\left(\frac{c^2}{2g} + H_1 + \frac{v^2}{3g}\right)^{3/2} - \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{3/2}\right] + \mu_1\left(T_1 - \frac{v^2}{3g}\right)\sqrt{\frac{c^2}{2g} + H_1 + \frac{v^2}{3g}}\right\}} \qquad 23$$

Addiert man hierzu die Summe der Pfeilerbreiten, so erhält man die an der Brücke notwendige Flußbreite.

Am richtigsten ist es, die auf jede Öffnung kommende Wassermenge zu bestimmen und daraus die lichte Weite jeder Öffnung einzeln zu bestimmen, da hierfür die Koeffizientenwerte gelten.

4. Formeln von Hofmann. Hofmann geht aus von den gegen die Formeln von d'Aubuisson und Rühlmann ausgesprochenen Bedenken. Seine Staukurve verläuft, wie Fig. 105 es zeigt. Er empfiehlt, den Stau y_o nicht größer als 0,5 m werden zu lassen und ebenso $v_{max} \leq 2{,}5$ m zu halten.

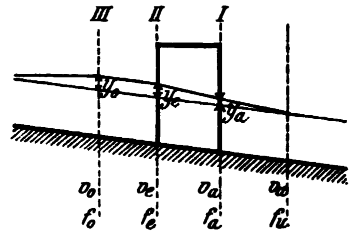


Fig. 105.

Dann stellt er ausgehend von der Rühlmannschen Formel folgende anschauliche Beziehungen auf.

I. Für den Brückenauslauf bei regelmäßigem Profil und Durchfluß:

$$Q = \mu_a \cdot \sqrt{2g}\left[f_a\sqrt{y_a + k_u} + \frac{2}{3}\,b_a\left\{(y_a + k_u)^{3/2} - k_u^{3/2}\right\}\right] \qquad 24$$

Hierin ist

f_a der Wasserquerschnitt innerhalb der Brücke unterhalb des ungestauten Spiegels gemessen (analog f_e und f_o),

b_a die Wasserspiegelbreite innerhalb der Brücke,

$k_u = \frac{v_u^2}{2g}$ und $\mu = 0{,}95$ zu setzen.

Mit $p_a = \frac{f_a}{2 b_a}$ und $q_a = \frac{\sqrt{k_u}}{2} \cdot \left[k_u + \frac{3 f_u}{2 \mu_a \cdot b_a}\right]$ 25

kommt

$$y_a = \left[\sqrt[3]{q_a + \sqrt{q_a^2 + p_u^3}} + \sqrt[3]{q_a - \sqrt{q_a^2 + p_a^3}}\right]^2 - k_u \quad 26$$

II. Für den Brückeneinlauf:

$$Q = \mu_e \cdot \sqrt{2g}\left[(f_a + b_a \cdot y_a)\sqrt{y_e - y_a + k_a} + \frac{2}{3} b_a \left\{(y_e - y_a + k_a)^{3/2} - k_a^{3/2}\right\}\right] \quad 27$$

Hierin ist

$$\mu_e = 0{,}90 \qquad k_a = \frac{v_a^2}{2g} \qquad v_a = \frac{Q}{f_a + b_a \cdot y_a}$$

Mit

$$p_a = \frac{1}{2}\left(\frac{f_a}{b_a} + y_a\right) \quad \text{und} \quad q_e = \frac{\sqrt{k_a}}{2}\left[k_a + \frac{3 \mu_a \cdot p_e}{\mu_e}\right] \quad 28$$

kommt

$$y_e = \left[\sqrt[3]{q_e + \sqrt{q_e^2 + p_e^3}} + \sqrt[3]{q_e - \sqrt{q_e^2 + p_e^3}}\right]^2 - k_a + y_a \quad 29$$

III. Für die Berechnung des **größten Staus oberhalb der Brücke** wird in vielen Fällen die von Hofmann gegebene Näherungsformel

$$y_o = 2 \cdot y_a \quad 30$$

ausreichen, hierbei muß man auf Fehler bis vielleicht 1 dm gefaßt sein, welche jedoch im Hochwasserfall keine große Rolle spielen. Hofmann hat auch (Deutsche Bauz. 1910, S. 76) eine genauere Methode angegeben.

Nach Mitteilungen Hofmanns war bei einigen Beobachtungen der tatsächliche Stau immer etwa doppelt so groß, als ihn die Rühlmannsche Formel ergibt; die Wexsche Formel ergab etwas zu große, die Hofmannsche Formel sehr gut passende Resultate auch bei komplizierten Flußprofilen.

5. Freytag hat in seinem Beitrag zur Bestimmung der Stauhöhen (Deutsche Bauz. 1891, S. 380) durch Einführung von Reduktionsgrößen der Breite, Tiefe und Querschnittsflächen eine Verbesserung der d'Aubuissonschen Gleichung herbeigeführt.

Während der wasserdurchflossene Querschnitt von Brücken kein Kriterium für die Leistungsfähigkeit eines Profils darstellt, ermöglicht das Freytagsche Verfahren durch Reduktion der verschiedenen Brückenprofile auf gleiche Maximaltiefe, gleiche Rauhigkeit und gleiches Gefälle einen zuverlässigen Vergleich der Profile in bezug auf ihre Leistungsfähigkeit.

Bei beträchtlich schiefen Brücken von mehreren Öffnungen ist auf die ungleichen Wasserhöhen in den einzelnen Öffnungen Rücksicht zu nehmen.

Literatur zu Kapitel IX: 13, 15, 17, 36, 91, 128.

Nachträge zu Kapitel IX.

1. Bötticher: Zur Theorie des Staus (Ö. Z. 1911, S. 182), stellt eine allgemeine theoretische Stauformel auf, für welche die Methoden von Tolkmitt und Rühlmann als Spezialfälle erscheinen.

2. Über einen Vorschlag von Baurat Gränell, die Stauhöhe auf Grund der Versuchsergebnisse für den Schiffswiderstand zu berechnen, s. Das Wasser, 7. Jahrg. (1911), S. 657.

3. Über das Verhalten des Wassers in Brücken sowie in eingeschränkten Profilen und dessen Berücksichtigung bei Mengenermittlungen vgl. den Aufsatz von Göbl in Ö. W. B. 1902, S. 108.

Kapitel X.

Niederschlag und Abfluß.

---

§ 52. Über Niederschläge.

Tafeln der örtlichen Niederschlagshöhen finden sich zahlreich in den Veröffentlichungen der meteorologischen Institute, im Handbuch der Ingenieurwissenschaften III. Teil, 1. Band und in allen technischen Kalendern. Hier sollen deshalb nur einige allgemeine Gesichtspunkte Aufnahme finden.

Auf die jährliche Niederschlagshöhe h mm eines Orts oder Gebietes sind von Einfluß:

1. Die geographische Breite: h nimmt ab mit zunehmender Breite.

2. Die Höhe über dem Meer: h nimmt zu mit der Höhe.

3. Die Entfernung vom Meer: h nimmt ab mit zunehmender Entfernung.

4. Die orographischen Verhältnisse und die Richtung der Regenwinde: auf der den Regenwinden zugekehrten Seite von Gebirgen ist h größer als auf der sogenannten Regenschattenseite. h ist am größten an Gebirgen, welche direkt aus dem Meer emporsteigen.

5. Der Waldbestand: auf Waldgebieten fällt etwas mehr Regen als auf unbewaldeten Gebieten. Aber die Wasserzurückhaltung ist dort wesentlich größer, so daß die oberflächliche Abflußmenge von bewaldeten Gebieten kleiner ist als von unbewaldeten.

6. Der Anteil des Schnees an der Niederschlagshöhe: 10 mm frischer Schnee entspricht nach Hellmann im Mittel 0,8—1,0 mm Wasserhöhe.

Zur Orientierung über mittlere Jahresregenhöhen diene die folgende Zusammenstellung aus verschiedenen Quellen.

Tabelle 74.

Gebiet	h cm	Gebiet	h cm	Gebiet	h cm
Baden	100	Hohenzollern	79	Österreich: Rheingebiet	121
Bayern (Donau) .	88	Mecklenburg, Pommern	60	Posen	51
Brandenburg . .	56	Ost- und Westpreußen	58	Sachsen-Thüringen .	59
Deutschland. . .	66	Österreich: Dalmatien.	142	Schlesien	68
Elsaß (Rhein) . .	106	— Donau (Nied.österr.)	78	Schleswig-Holstein .	59
— (Mosel) . . .	82	— Elbe.	15	Hannover-Braunschw. .	72
Harz	60—100	— Oder.	90	Schweiz	119
Hessische Lande .	68				

Die Tabelle gibt nur mittlere Höhen, für Talsperrenprojekte insbesondere sind jedoch die Schwankungen der Jahresregenhöhe sehr wichtig. An der Lennepsperre bewegten sie sich von 1882—1896, also während 15 Jahren, von 924—1662 mm und betrugen im Mittel 1217. mm!

Zur Umrechnung der Regenhöhe in Regenmengen dienen die folgenden Beziehungen sowie Tabelle 75:

1 sl pro Hektar = 3,36 mm pro Stunde
= 0,006 „ „ Minute
= 0,0001 „ „ Sekunde

1 mm pro Stunde = 2,77 ... sl pro Hektar
1 „ „ Minute = 166,66 ... „ „ „
1 „ „ Sekunde = 10000 „ „ „

1 mm Regenhöhe auf 1 qm Fläche = 1 l Wasser

Beispiel. Es sei in 20 Minuten eine Regenmenge von 41 mm Höhe gefallen. Wieviel Sekundenliter pro Hektar war die durchschnittliche Regenstärke?

Antwort: 41 mm in 1 Stunde gefallen, würden 114 sl pro Hektar ergeben, die Regenstärke war also bei 20 Minuten $= \frac{1}{3}$ Stunde Dauer $3 \cdot 114 = 342$ sl pro Hektar.

Monatliche Regenhöhen. Ihr Maximum fällt in Deutschland in die Monate Juni bis August. Im Juli liegt es in etwa 45 %, im August in etwa 24 %, im Juni in etwa 16 % der Fälle. 250 mm monatliche Regenhöhe werden im allgemeinen nicht oft überschritten, dagegen sind 200 mm nicht selten. Eine Beziehung zwischen größten und mittleren Höhen ist bisher nicht aufzufinden. Die Tabelle 76 zeigt Beispiele der mittleren prozentualen Verteilung.

Umrechnung der „Regenhöhe in mm“ in „Regenmengen auf 1 ha“.

Tabelle 75.

Regenhöhe in mm	Regenmenge auf 1 ha				Regenhöhe in mm	Regenmenge auf 1 ha				Regenhöhe in mm	Regenmenge auf 1 ha			
	in cbm	in Sek.-Liter				in cbm	in Sek.-Liter				in cbm	in Sek.-Liter		
		bei 24 Std.	bei 1 Std.	bei 1 Min.			bei 24 Std.	bei 1 Std.	bei 1 Min.			bei 24 Std.	bei 1 Std.	bei 1 Min.
		Regendauer					Regendauer					Regendauer		
1	10	0,1	2,8	167	31	310	3,6	86	5 167	61	610	7,1	169	10 167
2	20	0,2	5,5	333	32	320	3,7	89	5 333	62	620	7,2	172	10 333
3	30	0,3	8,3	500	33	330	3,8	92	5 500	63	630	7,3	175	10 500
4	40	0,5	11	667	34	340	3,9	94	5 667	64	640	7,4	178	10 667
5	50	0,6	14	833	35	350	4,0	97	5 833	65	650	7,5	180	10 833
6	60	0,7	17	1 000	36	360	4,2	100	6 000	66	660	7,6	183	11 000
7	70	0,8	19	1 167	37	370	4,3	103	6 167	67	670	7,7	186	11 167
8	80	0,9	22	1 333	38	380	4,4	105	6 333	68	680	7,9	189	11 333
9	90	1,0	25	1 500	39	390	4,5	108	6 500	69	690	8,0	192	11 500
10	100	1,1	28	1 667	40	400	4,6	111	6 667	70	700	8,1	194	11 667
11	110	1,3	30	1 833	41	410	4,7	114	6 833	71	710	8,2	197	11 833
12	120	1,4	33	2 000	42	420	4,9	117	7 000	72	720	8,3	200	12 000
13	130	1,5	36	2 167	43	430	5,0	119	7 167	73	730	8,4	203	12 167
14	140	1,6	39	2 333	44	440	5,1	122	7 333	74	740	8,6	206	12 333
15	150	1,7	42	2 500	45	450	5,2	125	7 500	75	750	8,7	208	12 500
16	160	1,8	44	2 667	46	460	5,3	128	7 667	76	760	8,8	211	12 667
17	170	2,0	47	2 833	47	470	5,4	130	7 833	77	770	8,9	214	12 833
18	180	2,1	50	3 000	48	480	5,5	133	8 000	78	780	9,0	217	13 000
19	190	2,2	53	3 167	49	490	5,7	136	8 167	79	790	9,1	219	13 167
20	200	2,3	55	3 333	50	500	5,8	139	8 333	80	800	9,2	222	13 333
21	210	2,4	58	3 500	51	510	5,9	142	8 500	81	810	9,4	225	13 500
22	220	2,5	61	3 667	52	520	6,0	144	8 667	82	820	9,5	228	13 667
23	230	2,7	64	3 833	53	530	6,1	147	8 833	83	830	9,6	230	13 833
24	240	2,8	67	4 000	54	540	6,2	150	9 000	84	840	9,7	233	14 000
25	250	2,9	69	4 167	55	550	6,4	153	9 167	85	850	9,8	236	14 167
26	260	3,0	72	4 333	56	560	6,5	155	9 333	86	860	9,9	239	14 333
27	270	3,1	75	4 500	57	570	6,6	158	9 500	87	870	10,1	242	14 500
28	280	3,2	78	4 667	58	580	6,7	161	9 667	88	880	10,2	244	14 667
29	290	3,3	80	4 833	59	590	6,8	164	9 833	89	890	10,3	247	14 833
30	300	3,5	83	5 000	60	600	6,9	167	10 000	90	900	10,4	250	15 000

Tabelle 76.

Gebiet	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	h cm
Baden, Rheinebene . .	6,1	5,5	8,0	6,2	6,9	12,7	**12,2**	9,6	9,2	11,5	6,6	5,7	—
Braunschweig, Seeküste .	6,1	5,5	6,4	5,1	6,9	8,2	11,7	**12,8**	9,6	11,3	8,4	8,0	—
Elbe bei Schandau . .	4,8	4,9	7,1	6,4	9,5	12,6	**13,8**	11,3	9,4	7,9	6,0	6,6	68
Hessen-Nassau u. Rheinprovinz	7,2	6,2	6,9	6,1	8,2	10,2	**11,5**	9,9	8,1	9,3	7,9	8,5	(69)
Kocher (Württemberg) .	5,6	6,7	7,4	7,4	8,4	**12,6**	11,4	9,6	8,3	9,8	6,1	6,7	73
Oder bei Oppeln (1850 bis 1865)	4,9	5,0	5,3	5,9	9,3	12,6	14,2	**17,8**	9,1	6,3	4,9	4,5	65
Ostpreußen	5,7	5,0	5,7	6,0	8,5	9,9	**14,5**	11,8	9,8	9,7	6,9	6,5	60
Schlesien, Ebene . . .	5,2	5,1	6,7	6,3	9,7	12,0	**13,9**	12,4	9,0	7,4	6,3	6,0	(68)

Diese Verhältniszahlen lassen sich mit Vorsicht auch auf andere Flußgebiete übertragen (Talsperren- und Wasserkraftanlagen).

Tägliche Regenhöhen sind besonders für kleine Flußgebiete von Wichtigkeit. Sie sind am größten im Juli, dann folgen August, Juni, Mai und September. Im Gebirge sind die hohen Werte häufiger als in der Ebene. 150 mm ist eine hohe Zahl, Tagesregen von über 100 mm sind schon selten.

Sturzregen nennt man kurzdauernde heftige Regenfälle. Sie sind verhältnismäßig selten, lokal beschränkt, bevorzugen die warme Jahreszeit und das Binnenland.

Um vorsichtig zu rechnen, nimmt man an, bei Beginn eines Sturzregens sei der Boden durch vorhergegangene schwächere Niederschläge bereits mit Wasser getränkt.

Für die norddeutschen Stromgebiete vermochte Hellmann die Beziehung

$$h = 3{,}522 \cdot t^{2/3} - 0{,}311 \cdot t$$

aufzustellen [83], wo h in Millimeter, t in Minuten gegeben ist.

Dagegen ist in Norddeutschland nach den vorliegenden Beobachtungen keine Beziehung vorhanden zwischen Stärke und Dauer eines Niederschlags einerseits und der mittleren Jahresniederschlagshöhe anderseits. Damit sind die von seiten mancher Kanalisationsingenieure auf dieser Grundlage aufgestellten Formeln hinfällig.

Sturzregen von 45 mm Wasserhöhe in 1 Stunde sind weder in der Ebene noch im Gebirge ausgeschlossen.

§ 53. Über Versickerung und Verdunstung.

Über Versickerung ist es unmöglich, allgemein gültige Werte zu geben. Nach Pflaumer bleiben im Waldboden 55 % der Niederschläge haften. Bei Vorhandensein einer Grasnarbe läßt nach Wollny Sand etwa $^1/_5$, Torf etwa $^1/_5$, Lehm etwa $^1/_{25}$ der Wassermenge versickern, welche bei kahler Oberfläche versickert.

Beim Neckar-Donaukanalprojekt wurden 0,0006 sl/qm Versickerungsmenge zugrunde gelegt. Die Annahmen schwanken im übrigen zwischen 25 und 75 mm pro 24 Stunden. Die Versickerungsmenge kann bei längerem Betrieb eines Bauwerks (Kanal, Talsperre) durch Verdichtung des Bodens sehr erheblich abnehmen.

Über Verdunstung sind folgende Zahlen von Interesse.

1. Im nördlichen Indien beträgt die Verdunstung bei bewässerten Flächen im Minimum 0,2—0,5, im Maximum 0,86 cbm pro Sekunde und Hektar. In den Zuleitungskanälen gehen 30—70 % des Wassers verloren.

2. In einzelnen Gebieten Amerikas hat man statt der offenen Gräben Stollen gebaut, um die etwa 25 % betragende Verdunstung zu verringern.

3. Riedway stellte in Laramie (Ver. St.) Versuche über Verdunstung an (Kulturtechniker 1904).

Bei einer Tiefe des Grundwasserstandes von

15 30 45 55 cm

betrug die tägliche Verdunstung in Millimeter:

5,3 3,9 2,5 2,0

und zusammen verdunsteten in den Monaten Mai bis September 280 bis 750 mm Grundwasser, die durch Kapillarkraft an die Bodenoberfläche gehoben waren. Bei Kies- und Sanduntergrund dürften sich u. U. wesentlich kleinere Zahlen ergeben.

4. An holländischen Kanälen rechnet man mit 900 mm Verdunstung pro Jahr, an drei Stellen des Kanals Nivernais ergaben sich in dreijährigem Durchschnitt 920, 480, 622 mm, an einem benachbarten Reservoir (Setton) im Jahr 1894 769 mm. Für die Brüxer Talsperre nahm Verfasser 800 mm pro Jahr an.

5. Für preußische Kanalprojekte nahm man früher 4 mm pro Tag an, dasselbe ergaben französische Versuche, wobei die Gesamtverluste 30—40 mm pro Tag betrugen. Beim Mittellandkanalprojekt nahm man 11 mm Verdunstung pro Tag an (vgl. auch Handbuch der Ingenieurwissenschaften 3. Teil, 1. Band, S. 52). Am Dortmund-Emskanal hat man an heißen Tagen 10 mm beobachtet. Beim Neckar-Donaukanalprojekt wurden 0,0007 sl/qm angenommen.

6. Auf den Berninaseen wurden in einem Jahr beobachtet pro Tag: im Mai 1, Juni 2, Juli 3, August 3 und September 2 mm.

7. Über die Verteilung der Verdunstung gibt die Tabelle 77 ein Bild. Die Verhältniszahlen gestatten eine Verwendung in ähnlichen Fällen.

Tabelle 77.

Stadt	Prozentuale Verdunstungshöhen in den 12 Monaten												mm pro Jahr
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
Arnstadt	2,7	3,1	6,1	9,1	13,1	14,6	**16,6**	13,6	9,6	5,9	3,1	2,5	—
Dresden (1883—1893).	2,8	3,8	7,4	12,8	**14,6**	12,6	11,6	12,6	8,8	5,6	4,1	3,5	381
Chemnitz (1883—1893)	3,6	4,3	6,8	10,2	**14,0**	11,8	12,1	12,0	9,8	7,2	4,6	4,4	503
Stuttgart	2,2	3,2	6,4	9,6	14,8	15,2	**15,5**	13,4	8,6	5,1	3,5	2,5	—

Die folgende Zusammenstellung, bei welcher man besonders die sechste Zeile beachte, ist aus Fanning: Hydraulic and water supply engineering, New York 1902, zusammengestellt.

Tabelle 78.

Nr.	Alle Zahlen sind mm	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	August	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Im ganzen
1.	Offenes Becken zu Boston	23	31	46	79	117	149	160	138	104	75	42	31	1015
2.	Offenes Wasser in Emdrup (Dänemark, 55° 41″ N. B.) 1849—1859	17,8	12,7	22,9	51	99	133	132	112	66	33	17,8	12,7	729,9
3.	Ebenda von kurzem Gras (1852—1859) .	17,8	20,3	30,5	66	104	140	132	120	71	33	17,8	12,7	765,1
4.	Ebenda von langem Gras (1849—1856) .	23	15,2	35,6	66	120	170	236	200	132	74	33	12,7	1117,5
5.	Ebenda mittlere Regenhöhe (1848 bis 1859)	38	43	25,4	40,6	38	56	61	61	51	58,5	46	38	546,5
6.	Verhältniszahlen für Seebecken in den Ver. Staaten, mittlere monatliche Verdunstung = 1 gesetzt . . .	0,300	0,318	0,426	0,732	1,128	1,530	1,830	1,952	1,793	1,055	0,558	0,378	—

§ 54. Schätzung von Nieder-, Mittel- und Hochwasser.

Es sei

N in m die jährliche Niederschlagshöhe,
η der Abflußkoeffizient,
A in Meter die jährliche Abflußhöhe,
F in Quadratkilometer das Einzugsgebiet, also $1\,000\,000 \cdot F$ das Einzugsgebiet in Quadratmeter, so ist mit

$$A = \eta \cdot N$$

die mittlere sekundliche Abflußmenge bei $M.\,W.$:

$$Q = \frac{1000000 \cdot F \cdot A}{365 \,.\, 86400} = \frac{A \cdot F}{31{,}531}\,\text{cbm}$$

Kennt man also noch das Verhältnis von $N.\,W. : M.\,W. : H.\,W.$, so kann man $N.\,W.$ und $H.\,W.$ berechnen. Die Tabelle 79 gibt hierfür Anhaltspunkte.

Zur Schätzung von $N.\,W.$ und $H.\,W.$ an mitteleuropäischen Flüssen mögen die Zahlen der Tabelle 79 Dienste leisten. Sie sollen auch zeigen, wie groß selbst unter ähnlichen Verhältnissen die Unterschiede in den Abflußmengen sind. Dabei bedeutet η den mittleren Abflußkoeffizienten des Gebiets. Die eingeklammerten Zahlen stellen extreme Werte, z. B. $N.\,N.\,W.$ und $H.\,H.\,W.$, dar. In der 7. Vertikalkolumne bedeutet die erste Zahl in Prozenten den Anteil des Gebiets, der von Wald bedeckt ist, die zweite Zahl bezieht sich auf Ackerland, die dritte auf Wiesen und Weiden.

Für die Änderungen, die sich an einem und demselben Flußlauf vollziehen, gibt die Tabelle 79 ebenfalls einige Beispiele.

Die meisten Zahlen lieferte der Aufsatz von Gennerich [65].

Wie vorsichtig man mit den Hochwasserschätzungen sein muß, zeigt das Beispiel der Iller und des Lech, wo das Hochwasser vom Juli 1910 900 bzw. 1350 cbm brachte gegenüber einer bisherigen Höchstannahme von 660 bzw. 900 cbm.

Bei der Bestimmung von Abflußmengen ist die Kenntnis der folgenden Grundsätze von Wert.

1. Man erhält hohe Abflußziffern und große Abflußschwankungen:

a) bei undurchlässigem Boden (kompaktem Fels, tonigem Untergrund),

b) bei großer Meeres- und damit Regenhöhe,

c) bei gleichen klimatischen Verhältnissen im ganzen Gebiet,

d) bei steilen Hängen, engen Tälern,

e) bei nicht Wasser zurückhaltender Bodenbedeckung,

f) bei geringer Verdunstung,

g) beim Fehlen von Überschwemmungsgebiet, von See- oder Moorflächen. Diese wirken stark ausgleichend auf den Abfluß und verursachen niedere Hochwasserzahlen. Gletscher und Schneefelder erhöhen die Sommerwassermengen.

2. Die kleinsten Abflußmengen ergeben sich wohl gegen das Ende langer strenger Winterperioden.

3. Der größte Abflußkoeffizient ergibt sich, wenn vor der eigentlichen Niederschlagsperiode die Poren der Erdoberfläche durch Regen, Schnee oder Frost bereits gedichtet waren.

4. Je größer ein Gebiet ist, desto bedeutender ist der Einfluß der Regendauer und desto geringer die Wirkung lokaler, selbst heftiger Niederschläge. Bei kleinen Gebieten richtet sich die Abflußmenge in erster Linie nach der Regenstärke.

5. Die größtmögliche Abflußmenge tritt in Gebieten, welche sich der Fächerform nähern, schon bei kürzeren Niederschlägen auf, als in langgestreckten Gebieten von derselben Größe (vgl. Fig. 106 und 107).

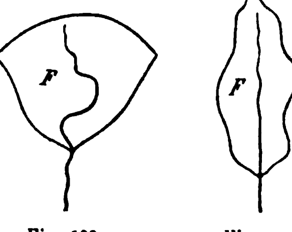


Fig. 106. Fig. 107.

6. Bei Niederschlagsgebieten von wechselnder Breite kommt in der Regel nicht das ganze Gebiet und dessen Abflußzeit für die Bildung der Höchstwelle in Betracht, sondern nur ein Teil des Gebiets.

7. Für die Kenntnis des Verlaufs von Hochwasserwellen größerer Ströme ist Voraussetzung die Kenntnis der Hochwasserwellen ihrer Nebenflüsse, zumal da die Hochwässer in beiden sehr oft zu verschiedenen Zeiten auftreten.

8. Stets müssen Rechnung und direkte Beobachtung Hand in Hand gehen. Bei länger dauernden Messungen sind eventuelle Veränderungen der Meßstelle zu berücksichtigen. Direkte Messung ist stets das sicherste Verfahren.

Anm. 1. In Alpentälern sollen bei Föhn Schneeschmelzen von 6—8 cm pro Stunde beobachtet worden sein.

Anm. 2. Bei Föhnsturm und Schneeschmelze stieg die Isar einmal in wenigen Stunden von 40 auf 1000 cbm/sek.

Anm. 3. Bei Bemessung von Bahnbrücken geben oft benachbarte Straßenbrücken oder Hochwassermarken Anhaltspunkte.

Anm. 4. Über Abflußzahlen u. s. w. vgl. Steinert: Die geographische Bedeutung der Talsperren, Z. f. Gew.K. X. S. 289, ferner Pawlik: Beitrag zur Ermittlung der Hochwassermenge aus den ombrometrischen Beobachtungen, Ö. W. B. 1905, S. 214.

Anm. 5. Über Abflußverhältnisse in Stromspaltungen vgl. den gleichnamigen Aufsatz von Plenker in Ö. W. B. 1896, S. 211.

Tabelle 79. **Abflußzahlen mitteleuropäischer Flüsse.**

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F qkm	Bemerkungen	η	Bodenbedeckung	$M. N. W.$ sl qkm	$M. W.$ sl qkm	$M. H. W.$ sl qkm
				Flachland ($N. W. : H. W. = 1 : 15 \div 1 : 40$) mittlere Werte:	—	—	0,5—2	2—8	8—40
1.	Drage	Netze	3198	reiner Sandboden, meist nicht durchlässiger Untergrund	0,357	30. 50. 13	4,8 (3,6)	7,1	13
2.	Ems unterh. d. Hase	—	8205	fast nur Flachland, sehr wenig Sommerwasser	0,378 (0,16 – 0,66)	14. 28. 25 Ödland 28	3,56 (0,89)	7,23	32 (92)
3.	Hunte	Weser	1350	(bei Wildeshausen). Oberlaufgebiet hügelig, wenig durchlässig, sonst flach und durchlassend, viel Moor	—	9. 25. 26 Ödland 33	—	6—13,5	28—48
4.	Ilmenau	Elbe	2967	Lüneburger Heide. Untergrund undurchlässig. Viel Moor	0,326	20. 37. 18	—	6	—
5.	Inster	Angerapp	1253	Diluvialtal mit alluvialen Ablagerungen, das umgebende Hügelland wenig durchlässig mit viel Nässe	ca. 0,27	12. 66. 18	(0,4)	4,0	—
6.	Lippe	Rhein	4900	vollkommener Tieflandfluß	0,443 (Hamm)	24. — 17	(2,1)	—	(133)
7.	Memel	—	97500	jährlicher Niederschlag 579 mm . .	0,339	26. 43. 18	2,7 (1,82)	6,4	42,5 (69)
8.	Obra	Warthe	6910	Sumpfgebiet	—	23. 59. 13	—	1,9	(10)
9.	Ohre	Elbe	1682	Flachlandfluß; zur Hälfte sehr, zur Hälfte wenig durchlässig	—	29. 54. 11	(0,3)	2,4	12
10.	Stör	Elbe	1801	sandige Geest, viel Moor, viel undurchlässige Flächen	—	10. 49. 23	—	6,1	—
11.	Weichsel	—	193000		0,255	—	(1,4)	4,5	(54)
12.	Weide	Oder	1760	größere Moore, Oberlaufgebiet sandig, sonst Lehmboden	—	18. 66. 12	(0,2)	3,7	(62,4)

				Hügelland (*N. W.* : *H. W.* = 1 : 60 ÷ 1 : 120) mittlere Werte:	—	—	1—2	2—4	100—200
13.	Brahe	Weichsel	4654	Quellgebiet, die pommerische Seenplatte. η von 0,12 ÷ 0,64 . . .	0,32	26. 48. 12	(1,9)	5,7	(26)
14.	Ferse	„	1632	Gebiet im Geschiebemergel, wenig durchlässig	—	15. 63. 12	2,5	4,4	(19)
15.	Goldap	Angerapp	677	starke Hochwässer	ca. 0,27	—	(1,2)	2,7	(150)
16.	Hase	Ems	3734	Hügelland und Ebene, ziemlich durchlassend, 28 % Moor und Heide . .	—	17. 29. 22	—	5,8	(60)
17.	Oker	Aller	1902	Hochmoore; Oberlauf wenig, das übrige ziemlich durchlässig . . .	0,31	28. 55. 10	(0,95)	7,3	(158)
18.	Ostrawitza	Oder	811	starke Hochwässer, meist wenig durchlässiger Lehmboden	—	39. 37. 18	2 (0,75)	12	(1190)
19.	Saale	Elbe	23777	Gebiet zu 60% gebirgig und hügelig, ziemlich durchlässig, mit wenig Regen	0,275 (Trebnitz)	37. 43. 15 (Oberlauf)	(0,43)	4,4	(73)
20.	Unstrut	Saale	6364	Hügelland und Hochfläche, Oberlauf wenig, das übrige ziemlich durchlässig	—	22. 66. 6	(0,6)	5	(33)
21.	Wadang	Alle	1226	Speisung aus Seen, daher hohes N. N. W. und niederes H. H. W. .	ca. 0,33	—	(3)	—	(40)
22.	Weser	—	22250	(bei Hoya)	0,35	25. 45. 20 (Gesamtgebiet)	2,7—3,6 (2,1)	5,1—11,0	16,0—38,0 (134)
23.	Wietze	Aller	441	ein erheblicher Gebietsteil ist Moorlandschaft	—	—	—	—	(68)
24.	Wisloka	Weichsel	4090	Gebiet zu ${}^{6}/_{7}$ Hügelland und Flachland (Flysch)	—	—	2,7	6,0	(420)

Tabelle 79. (Fortsetzung.) **Abflußzahlen mitteleuropäischer Flüsse.**

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F qkm	Bemerkungen	η	Boden-bedeckung	M. N. W. sl qkm	M. W. sl qkm	M. H. W. sl qkm
				Mittelgebirge ($N.\ W. : H.\ W. = 1 : 100 \div 1 : 400$) mittlere Werte:	—	—	2—4	—	200—1000
25.	Aupa	Elbe	524	Riesengebirge. In der Höhe Moore, nicht durchlässig, über 760 mm Regen	ca. 0,3	36. 44. 15	(2)	11,5	(230)
26.	Donau	—	5300	(oberhalb der Illermündung)	0,391	—	5,0 (3,2)	7	142 (anno 1882)
27.	„	—	101600	(bei Wien). Infolge der Alpenflüsse sehr hohes η	0,54	—	6,9	8,6	103
28.	Eder	Fulda	1537	vor Aufnahme der Schwalm, reißender H. W.-Fluß (93 % der H. W. im Winter)	0,42	42. 34. 19	1,4 (0,61)	(4—13)8,2	(683)
29.	Elbe	—	60	(bei ihrem Durchbruch durch den böhmischen Kamm)	—	—	(5,0)	23,5	(3300)
30.	Elbe	—	51000	(bei Tetschen)	0,278	—	(0,922)	5	(110)
31.	Fulda	Weser	(6955)	(bei Kassel), meist gebirgiges Einzugsgebiet	0,30	40. 36. 19	1,2 (0,64)	6,5	64 (280)
32.	Kocher	Neckar	1981	kleiner H. W.-Abfluß, wegen großer Überschwemmungsflächen, verschiedener Höhenlage der einzelnen Gebietsteile, verzögernder Wirkung des Waldes. R = 833 mm	0,372	33. — —	4,2 (2,1)	7,7	(553)
33.	Iller	Donau	2300	Alpenfluß	0,715	—	(6,5)	26	ca. 266 (anno 1882)
34.	Iser	Elbe	2214	Gebiet im Unterlauf sandig, lehmig mit tonigem Untergrund	—	30. 52. 12	(1,8)	9,1	(250)

35.	Jagst	Neckar	1828	wie beim Kocher, R = 728 mm . .	0,384	26. — —	3,1 (1,8)	6,8	(410)
36.	Murr	Neckar	45	(oberhalb Hausen)	0,30	40. — —	6,22 (1,77)	12,44	933 (1333)
37.	Neckar	Rhein	4001	(bei Plochingen) undurchlässig 39 %, mitteldurchlässig 41 % des Gebiets	—	31. — — Landwirtsch. Flächen: 60.	17,0 (6,8)	37,0	410 (2000)
38.	Oder	—	7936	(bei Kosel nach Aufnahme der Klodnitz)	0,322	—	1,6	6,5	154 (190)
39.	Queiß	Bober	306	(bei Marklissa)	—	—	(2,0)	2,6	(2900)
40.	Rems	Neckar	577	Jura, Keuper, Muschelkalk undurchlässig 43 %. mitteldurchlässig 53 % des Gebiets	0,27	34. — —	3,55 (1,29)	7,0 (3,9)	554 (780)
41.	Wiese	Rhein	454	Hänge teilweise entwaldet, starke H. W., viel Geschiebe	—	—	(5,1)	16,2	(1100)
42.	Zacken	Bober	272	Hochwasserfluß	—	—	(2,2)	12,5	(2600)
				Hochgebirge					
				(*N. W.* : *H. W.* = 1 : 150 — 1 : 1000) mittlere Werte:	—	—	4—10	—	300—4000
43.	Dunajec	Weichsel	6958	1/3 Hochgebirge, 1/3 Gebirge, 1/3 Hügel- und Flachland	—	—	—	9,9	(570)
44.	Nolla	Rhein	27	bei Thusis, Wildbach	—	—	8,94	—	—
45.	Rhein	—	591	bei Thusis	—	—	5,13	—	—
46.	—		6290	beim letzten Zufluß vor dem Bodensee	—	—	(9,5) (?)	—	(475)
47.				Gletscherflächen bei voller Sonnenbestrahlung im Maximum . . .	—	--	—	—	(640)
48.				Oberbayr. Wildbäche bei kleinem Einzugsgebiet. Rechnungsannahme .	—	—	—	—	(13000)

Tabelle 79. (Fortsetzung.) **Abflußzahlen mitteleuropäischer Flüsse.**

Nr.	Fluß	Nebenfluß von	F qkm	Bemerkungen	η	Boden-bedeckung	$M.N.W.$ sl qkm	$M.W.$ sl qkm	$M.H.W.$ sl qkm
49.				Wolkenbruch bei Hindelang (Bayern) 19. Sept. 1905. Dauer 20 Min. . .	—	—	—	—	(25000) (!)
50.	Klöntaler See	(Löntsch-werk)	81	viel Gletscher, Firn, Fels, sonst Wald- und Alpenland	0,895	—	—	49	—
51.	Linth		612	Einfluß in den Walensee	—	—	(4,9)	—	(490)
52.	Aare	aus Schweiz. W.wirtschaft I, S. 100	554	Einfluß in den Brienzer See	—	—	(7,2)	—	(903)
53.	—		1127	Ausfluß aus dem Brienzer See . .	—	—	(9,8)	—	(248)
54.	—		2478	Ausfluß aus dem Thuner See . . .	—	—	(8,1)	—	(113)
55.	—		5140	Einfluß in den Bieler See	—	—	(9,7)	—	(310)
56.	—		9501	bei Attisholz (Wangen)	—	—	(7,9)	—	(196)
57.	—		17588	bei Döttingen (Beznau)	—	—	(9,9)	—	(119)
58.	Bargaglino	Bisagno	22,7	Quellbach bei Genua	—	—	—	—	(8000)
59.	Bisagno	—	92	Mündung (Regen 200—100 mm in $9^1/_2$ Stunden)	—	—	—	—	(4600)
60.	Gebirgsbäche der italienischen Voralpen (h = 2500—3000 mm Regen im Jahr. h_{max} = 400 mm in einem Tag					—	—	—	—	(4000)
61.	Zuflüsse des Lago maggiore (F = 6000)					—	—	—	—	(2000)

An Quellenwerken für weitere Angaben sind zu nennen: die Veröffentlichungen der deutschen Hydrographischen Landesanstalten, des Eidgenössischen Hydrometrischen Bureaus (namentlich auch für Kleinstwassermengen), die Schriften von Ossian Appelberg über schwedische und von Deutsch und Sbrojek über russische Flüsse, ferner G. Fautoni, Le acque di Piena nelle rete delle Fognature di Milano, und Ule, Niederschlag und Abfluß in Mitteleuropa 1903.

Ule gibt für das gebirgige Mitteleuropa mit Niederschlagshöhen von 500—700 mm

für den Winter $y = 35{,}33 \cdot x + 5{,}17 \cdot x^2 - 0{,}17 \cdot x^3$

für den Sommer $y = 12{,}09 \cdot x - 0{,}78 \cdot x^2 + 0{,}47 \cdot x^3$

Für das Flachland angenähert:

$$y = 25{,}88 \cdot x - 0{,}108 \cdot x^2 + 0{,}234 \cdot x^3$$

wo x die Niederschlagshöhen in 100 mm und y die Abflußhöhen in Millimeter sind. Zur Orientierung dürften diese Gleichungen Dienste tun können. Das Ulesche Ergebnis deckt sich mit dem Penckschen Abflußgesetz (vgl. Zeitschr. f. Gewässerkunde, Bd. VIII, S. 23).

§ 55. Berechnung der Abflußmengen.

1. Methoden für kleinere Gebiete.

Bei der Kompliziertheit der Verhältnisse haben sich vielfach Verwaltungen veranlaßt gesehen, für ihr eigenes Gebiet besondere Verfahren auszubilden bzw. Formeln aufzustellen.

Die beiden folgenden Methoden finden bei bayrischen Bahnprojekten Anwendung.

a) Formel für Gebiete von 1—300 qkm Größe.

$$Q_{max} = m \cdot \frac{F}{\sqrt[3]{1 + F}} \cdot \left(1 - 0{,}4 \cdot \frac{F_w}{F}\right)$$

darin bedeutet (s. Hofmann, Deutsche Bauz. 1899, Nr. 47):

F das Gesamtregengebiet in Quadratkilometer,

F_w die bewaldete Fläche desselben in Quadratkilometer,

m einen vom Talgefälle abhängigen Koeffizienten, dessen Wert:

4,50	bei einem Durchschnittsgefälle in den zwei unteren Dritteln der Tallänge von	mehr als 2 %
3,75		2—0,5 %
3,00		weniger als 0,5 %.

Dieser Formel hat ihr Verfasser für größere Niederschlagsgebiete in Bayern die Gestalt

$$Q_{max} = \frac{3\,F}{(1 + F)^{29/100}}$$

gegeben, welche scheinbar zutreffende Resultate ergibt.

b) Formel für Tallängen bis 10 km.

Eine Niederschlagshöhe von 30 mm pro Stunde entspricht bei 50 % Abfluß $q = 4{,}2$ cbm/qkm/sek. Man kann dann nachstehende Formel verwenden.

$$Q = 4{,}2 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_4 \text{ cbm/qkm/sek}$$

wozu die Werte aus der folgenden Tabelle zu entnehmen sind.

Man wird stets suchen, verschiedene Verfahren anzuwenden, oder die Verfahren durch Beobachtungen zu kontrollieren.

Tabelle 80.

Tallänge km	n_1	Bewaldung	n_2
0—2	1,0	unbewaldet	1,0
3	0,9		
4	0,83	1/4 bewaldet	0,9
5	0,75		
6	0,68	1/2 bewaldet	0,8
7	0,63		
8	0,58	3/4 bewaldet	0,7
9	0,53	4/4 bewaldet	0,6
10	0,50		
Steilheit	**n_3**	**Durchlässigkeit**	**n_4**
stark kupiert mit steilen Hängen	1,0	gar nicht durchlässig	1,0
stark hügelig	0,95	wenig „ „	0,9
mittel hügelig	0,90	mittel „ „	0,8
teilweise flach und wenig hügelig	0,85	stark „ „	0,7
sehr flach, fast eben	0,80		

c) Nach Honsell (Österr. Ing.- u. Arch.-Kal. 1911, S. 350) kann man rechnen als mittleres Hochwasser:

für Wildbäche	6	cbm/qkm/sek
für Flüsse im Mittelgebirge mit teilweise bewaldetem Gebiet	0,9—2,0	„ „ „
für Bäche mit 4—8 km Tallänge . . .	4	„ „ „
„ „ „ 8—12 „ „ . . .	3	„ „ „
„ „ „ 12—16 „ „ . . .	2	„ „ „

d) Die folgende Tabelle wurde wohl früher an der Charlottenburger Hochschule gegeben. Sie gilt für normale Hochwasser.

Tabelle 81.

Tallänge l km	Niederschlagsgebiet					
	gebirgig		hügelig		flach	
	unbewaldet	bewaldet	unbewaldet	bewaldet	unbewaldet	bewaldet
$l < 1$ km	8*)	4	6,6	3,3	4	2
l bis 2 „	7*)	3,5	5,8	2,9	3,5	1,8
l „ 4 „	6	3	4,5	2,3	3	1,5
l „ 8 „	4	2	3	1,5	2	1
l „ 12 „	3	1,5	2,3	1,2	1,5	0,8
l „ 16 „	2	1	1,5	0,8	1	0,5
$l > 16$ „	1	0,5	0,8	0,4	0,5	0,3

e) An den Artländer (5700 ha großen) Meliorationen im Regierungsbezirk Osnabrück wurden von 1888—1892 folgende Werte in Sekundenlitern pro Quadratkilometer festgestellt.

Höchstes Winterhochwasser . . .	105 sl/qkm
Höchstes Sommerhochwasser . . .	60 „
Gewöhnliches Winterhochwasser .	25 „
Wintermittelwasser	12 „
Sommermittelwasser	5 „
Niedrigstes Wasser	1,8 „

2. Methoden für größere Gebiete.

Das früher meist benutzte Verfahren von Lauterburg (Wiener Allg. Bauzeitung 1887) ist heute in den Hintergrund getreten.

Dasselbe gilt von den Cramerschen Formeln [35].

Von den neueren empirischen Methoden gibt wohl die größten (zu großen) Werte die Tabelle von Specht (Deutsche Bauz. 1905, S. 342). Ist R_n in Kubikmeter pro Quadratkilometer die maximale Sekundenintensität eines Regens von n Stunden Dauer, so ist nach Specht die größte sekundliche Hochwassermenge in Kubikmeter pro Quadratkilometer:

$$Q_n = \left(0{,}2 + \frac{0{,}8}{\sqrt{x}}\right) \cdot R_n$$

wenn x die Anlaufzeit des Hochwassers in Stunden bedeutet.

Ein auch den Verlauf einer Welle ermittelndes Verfahren gab Lueger [119]. Über ein neues einfaches Verfahren siehe die Arbeit von Grunsky [76] Nr. 14. Vgl. ferner Handbuch der Ingenieurwissenschaften,

*) Bei sehr steilen und bei nackten Hängen um 25 % zu erhöhen.

4. Aufl., III. Teil, I. Bd., 2. Lief., S. 287 und die Arbeit von Dr.-Ing. Herbst: Ermittlung einer Beziehung zwischen der Niederschlagsmenge in einem Flußgebiete und der größtmöglichen Abflußmenge in demselben. München 1905.

Pascher geht (Zeitschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-V. 1892, S. 321) aus von der sekundlichen Abflußmenge eines Gebiets

$$A = \eta \cdot R$$

Pascher entnimmt aus Pegelbeobachtungen der in Betracht kommenden Flußstrecke die Zeit, welche verfließt, bis der Maximalabfluß des Gebiets an der betreffenden Flußstelle ankommt. Darauf sucht er aus tatsächlichen Regenbeobachtungen nach der Intensität h desjenigen stärksten Regens, welcher jene Zeitdauer besaß und über einem Gebiet von möglichst derselben Größe und Höhenlage fiel.

Beispiel. Mit einem auf dieser Grundlage gefundenen $h = 15$ mm pro Stunde ergibt sich pro Sekunde und Quadratkilometer $R = 4{,}17$ cbm und mit einem angenommenen

$$\eta = 0{,}6$$

folgt

$$A = 0{,}6 \cdot 4{,}17 = 2{,}5 \text{ cbm/qkm/sek}$$

oder für das Gebiet von F qkm

$$Q = 2{,}5 \cdot F \text{ sek/cbm.}$$

Den Wert von η wird man je nach den besonderen Verhältnissen und mit gebotener Vorsicht wählen.

Pascher gibt in seinem Aufsatz einige wertvolle Tabellen für beobachtete Abflußmengen.

Ähnliche Werte wie die Methode von Pascher soll die Formel von Kresnik ergeben:

$$Q_{max} = \alpha \cdot F \frac{30}{0{,}5 + \sqrt{F}} \text{ cbm/sek}$$

Der Wert α ist in der Regel gleich 1 und geht nur unter Verhältnissen, die den Abfluß besonders stark verzögern, bis auf 0,6 herunter. Für $F < 1$ qkm ist unter der Wurzel $F = 1$ zu setzen.

Iskowski hat (Zeitschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-V. 1886, S. 69) die folgenden Gleichungen in Kubikmeter pro Sekunde aufgestellt:

1. Für $N. N. W.$: $Q_0 = 0{,}2 \cdot \nu \cdot Q_m$
2. Für normales $N. W.$: $Q_1 = 0{,}4 \cdot \nu \cdot Q_m$
3. Für mittleres Normalwasser: $Q_2 = 0{,}7 \cdot \nu \cdot Q_m$
4. Für $H. H. W.$: $Q_3 = c_h \cdot m \cdot h \cdot F$
5. Für den mittleren theoretischen Wasserstand eines normalen Jahres:

$$Q_m = 0{,}03171 \cdot c_m \cdot h \cdot F$$

Tabelle 82. **Tabelle zur Bestimmung von m, wenn F gegeben in Quadratkilometer.**

F	m	F	m	F	m	F	m	F	m
1	10,000	200	6,87	1400	4,320	8 000	3,060	110 000	1,980
10	9,5	250	6,70	1600	4,145	9 000	3,038	120 000	1,920
20	9,0	300	6,55	1800	3,960	10 000	3,017	130 000	1,855
30	8,5	350	6,37	2000	3,775	20 000	2,909	140 000	1,790
40	8,23	400	6,22	2500	3,613	30 000	2,801	150 000	1,725
50	7,95	500	5,90	3000	3,450	40 000	2,693	160 000	1,650
60	7,75	600	5,60	3500	3,335	50 000	2,575	170 000	1,575
70	7,60	700	5,35	4000	3,250	60 000	2,470	180 000	1,500
80	7,50	800	5,12	4500	3,200	70 000	2,365	190 000	1,425
90	7,43	900	4,90	5000	3,125	80 000	2,260	200 000	1,350
100	7,40	1000	4,70	6000	3,103	90 000	2,155	225 000	1,175
150	7,10	1200	4,515	7000	3,082	100 000	2,050	250 000	1,000

Die Zwischenwerte sind durch geradlinige Interpolationen zu bestimmen.

Tabelle 83. **Tabelle zur Bestimmung von c_m und c_h.**

Nr.	Terrainkategorien in topographischer Beziehung	c_m	c_h für den variablen Terrainzustand nach den Kategorien I	II	III	IV
1	Moräste und Tiefland	0,2	0,017	0,030	—	—
2	Niederung und flache Hochebene . .	0,25	0,025	0,040	—	—
3	Teils Niederung, teils Hügelland . . .	0,30	0,030	0,055	—	—
4	Nicht steiles Hügelland	0,35	0,035	0,070	0,125	—
5	Teils Mittelgebirge, teils Hügelland oder steiles Hügelland allein	0,40	0,040	0,082	0,155	0,400
6	Bodenerhebungen, wie: Ardennen, Eifel, Westerwald, Vogelsberg, Odenwald und Ausläufer größerer Gebirge je nach Steilheit variierend im Mittel	0,45	0,045	0,100	0,190	0,450
7	Bodenerhebungen, wie: Harz, Thüringer Wald, Rhön, Frankenwald, Fichtelgebirge, Erzgebirge, Böhmerwald, Lausitzer Gebirge, Erlitzgebirge, Wiener Wald usw. im Mittel . . .	0,50	0,050	0,120	0,225	0,500
8	Bodenerhebungen, wie: Schwarzwald, Vogesen, Riesengebirge, Sudeten, Beskiden usw. im Mittel.	0,55	0,055	0,140	0,290	0,550
9	Hochgebirge je nach Steilheit	0,60	0,060	0,160	0,360	0,600
10	Hochgebirge je nach Steilheit	0,65	0,070	0,185	0,460	0,700
11	Hochgebirge je nach Steilheit	0,70	0,080	0,210	0,600	0,800

Die Zwischenwerte sind durch geradlinige Interpolationen zu bestimmen.

wobei ist:

F das Einzugsgebiet in Quadratkilometer,
h die mittlere Jahresregenhöhe in Meter,
$m = f(F)$ (s. Tabelle 82),
c_h ein variabler Hochwasserkoeffizient (Tabelle 83),
c_m der mittlere Jahresabflußkoeffizient (Tabelle 83).

Der Koeffizient ν ist abhängig:
1. von der Boden- und Vegetationsart,
2. von der Gebietsgröße,
3. von der Regenverteilung.

Tabelle 84.

1. a)	$\nu = 1$	für mittlere Bodengattungen mit normaler Vegetation,
b)	1,5	bei den durch Seen regulierten Wasserläufen,
c)	0,4 bis 0,8	für mehr durchlassende und weniger bewachsene Bodenarten, ... für weniger durchlassende und mehr bewachsene Bodenarten,
d)	1—1,5	für undurchlässige Bodenarten im Flachland,
e)	0,8—0,5	für undurchlässige Bodenarten im Hügelland, abnehmend mit Abnahme der Vegetation,
f)	0,6—0,3	wie e), aber fürs Gebirge und bei kleinen Bächen bis 0 sinkend.

2. a) bei $F \leqq 200$ qkm und guter Vegetation ist das oben bestimmte ν um 25 % zu vergrößern,
b) bei $200 < F < 20\,000$ bleibt ν unverändert,
c) bei $20\,000 < F < 50\,000$ ist ν um 0— 15 %,
$50\,000 < F < 100\,000$ ist ν um 1C— 50 %,
$100\,000 < F < 200\,000$ ist ν um 50—100 %
zu vergrößern.

3. Je gleichmäßiger die Regenverteilung, desto größer wird ν, es kann in Gebieten mit Seeklima bis um 50 % steigen.]

Für den Koeffizienten c_h (Tabelle 83) sind vier Kategorien zu unterscheiden, es gilt:

Kat. I. Bei allen Bodenerhebungen für stark durchlassende Bodenarten mit normaler Vegetation oder für gemischte (mittlere) Bodenarten mit üppiger Vegetation und für Ackerland. Sie gibt bis $F = 4000$ qkm bei kleineren Gebieten mit hohem Grundwasserstand zu geringe Mengen. Es ist daher bis $F = 1000$ qkm die Kat. II, zwischen 1000 und 4000 qkm eine Kombination von I und II anzuwenden. Für $F < 1000$ qkm findet Kat. I nur bei sehr durchlässigen Bodenarten Anwendung.

Kat. II. Für alle Flußgebiete bei gemischten Bodenarten mit normaler Vegetation im Hügelland und Gebirge oder bei gleichgedachten bis minder durchlassenden Bodenarten mit normaler Vegetation im Flachland und leicht wellenförmigem Terrain. Bei größerer Erhebung ist für Gebiete bis $F = 150$ qkm Kat. III, dann bis $F = 1000$ qkm eine Kombination von Kat. II und III, von da ab Kat. II anzunehmen.

Kat. III. Bei undurchlässigen Bodenarten mit normaler Vegetation im steileren Hügellande und Gebirge bis $F =$ etwa 5000 qkm, von da an bis $F = 12\,000$ qkm Kombination von II und III, darüber hinaus Kat. II eventuell Kombination von I und II. Für kleinere Gebiete mit bedeutenderem Gefälle bis $F =$ etwa 50 qkm ist Kat. IV, von da bis $F =$ etwa 300 qkm eine Kombination von III und IV anzuwenden.

Kat. IV. Bei sehr undurchlässigen Bodenarten mit spärlicher oder gar keiner Vegetation in steilem Hügel- und Gebirgsland, sowie für *H. H. W.* bis $F = 300$ qkm.

Über die **Verteilung des Abflusses** auf die einzelnen Monate des Jahres in Prozenten des Gesamtjahresabflusses gibt die folgende Tabelle Aufschluß, deren Ergebnisse sich angenähert auch auf andere Gebiete übertragen lassen.

Tabelle 85.

Nr.	Fluß	F qkm	Monat											
			I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1.	Obere Weser . . .	ca. 14 000	10,8	13,3	**15,6**	12,0	8,3	5,9	5,2	4,6	4,2	5,5	6,4	8,5
2.	Oder bei Oppeln (1850 bis 1865) . . .	ca. 10 000	9,3	10,9	**14,8**	14,4	7,6	6,3	7,3	7,9	5,3	4,1	4,9	7,7
3.	Elbe bei Schandau (1874—1895) . .	ca. 52 000	7,6	9,4	**15,6**	12,3	9,3	7,3	5,9	5,9	6,1	6,6	6,4	7,8
4.	Isar oberh. München		4,4	3,5	3,9	10,8	12,1	**22,1**	14,3	10,5	6,6	4,8	3,6	3,4
5.	Blau (Ulm) (1900 bis 1903) . . .	162	10,4	7,7	11,5	**14,7**	7,0	6,6	7,6	8,0	6,3	5,5	6,2	8,5
6.	Enz (1891—1895) .	2223	8,0	11,4	**14,4**	10,9	8,6	9,3	6,4	4,2	3,5	6,2	6,7	10,4
7.	Rems (1896—1906) .	577	12,1	12,4	**14,5**	12,6	8,3	5,9	5,0	4,4	4,9	5,5	5,5	8,9
8.	Murr (1896—1906) .	500	10,5	11,8	**13,4**	12,2	9,8	6,8	5,8	5,2	5,6	5,6	5,5	7,8
9.	Kocher (1888—1898)	1989	9,4	14,3	**16,2**	8,6	7,5	6,4	4,9	4,6	5,5	7,5	6,3	8,8
10.	Spree (Berlin) (1851 bis 1868) . . .		9,4	10,8	**11,9**	11,7	9,7	7,4	6,8	6,5	6,2	5,9	6,1	7,5

Man beachte den gewaltigen Unterschied zwischen Isar und Spree, dem Gebirgs- und dem Tieflandfluß.

Umrechnung

von

l pro Sek., l pro Min., cbm pro Stde., cbm pro Tag.

Tabelle 86.

l pro Sek.	l pro Min.	cbm pro Std.	cbm pro Tag	l pro Min.	cbm pro Std.	cbm pro Tag	l pro Sek.
1	60	3,6	86.4	1	0.060	1,440	0,0166
2	120	7,2	172,8	2	0,120	2.880	0,0333
3	180	10,8	259,2	3	0,180	4 320	0,0500
4	240	14,4	345,6	4	0,240	5,760	0,0666
5	**300**	**18,0**	**432,0**	**5**	**0,300**	**7,200**	**0,0833**
6	360	21,6	518,4	6	0,360	8,640	0,1000
7	420	25,2	604,8	7	0,420	10,080	0,1166
8	480	28,8	691,2	8	0.480	11,520	0,1333
9	540	32,4	777,6	9	0,540	12,960	0,1500
10	**600**	**36,0**	**864,0**	**10**	**0,600**	**14,400**	**0,1666**
12	720	43,2	1036.8	12	0.720	17,280	0,2000
14	840	50,4	1209,6	14	0,840	20,160	0,2333
16	960	57.6	1382,4	16	0,960	23,040	0,2666
18	1080	64,8	1555,2	18	1,080	25,920	0,3000
20	**1200**	**72,0**	**1728,0**	**20**	**1,200**	**28,800**	**0,3333**
25	1500	90,0	2160.0	25	1,500	36.000	0,4166
30	1800	108,0	2592.0	30	1,800	43,200	0,5000
35	2100	126,0	3024,0	35	2,100	50,400	0,5833
40	2400	144,0	3456.0	40	2,400	57,600	0.6666
45	2700	162,0	3888,0	45	2,700	64.800	0,7500
50	**3000**	**180,0**	**4320,0**	**50**	**3,000**	**72,000**	**0,8333**
55	3300	198,0	4752,0	55	3.300	79,200	0,9166
60	3600	216,0	5184,0	60	3,600	86 400	1,0000
65	3900	234,0	5616,0	65	3.900	93.600	1,0833
70	4200	252,0	6048.0	70	4.200	100,800	1,1666
75	4500	270,0	6480,0	75	4.500	108,000	1,2500
80	4800	288,0	6912,0	80	4.800	115,200	1,3333
85	5100	306.0	7344,0	85	5,100	122,400	1,4160
90	5400	324,0	7776,0	90	5.400	129,600	1,5000
95	5700	342,0	8208,0	95	5,700	136,800	1,5833
100	**6000**	**360,0**	**8640,0**	**100**	**6,000**	**144,000**	**1,6666**
110	6600	396,0	9504,0	110	6,600	158.400	1,8333
120	7200	432,0	10368,0	120	7.200	172 800	2,0000
130	7800	468,0	11232.0	130	7.800	187.200	2,1666
140	8400	504,0	12096,0	140	8.400	201,600	2.3333
150	9000	540,0	12960.0	150	9,000	216.000	2,5000
160	9600	576.0	13824,0	160	9,600	230,400	2.6666
170	10200	612,0	14688,0	170	10.200	244.800	2,8333
180	10800	648,0	15552,0	180	10.800	259.200	3,0000
190	11400	684,0	16416.0	190	11.400	273,600	3,1666
200	12000	720,0	17280,0	200	12.000	288.000	3,3333
300	18000	1080,0	25920,0	300	18.000	432.000	5,0000
400	24000	1440,0	34560,0	400	24,000	576,000	6,6666
500	**30000**	**1800,0**	**43200,0**	**500**	**30,000**	**720,000**	**8,3333**
600	36000	2100,0	51840,0	600	36.000	864,000	10,0000
700	42000	2520,0	60480.0	700	42.000	1008,000	11.6666
800	48000	2880,0	69120,0	800	48.000	1152,000	13.3333
900	54000	3240,0	77760,0	900	54,000	1296,000	15,0000
1000	**60000**	**3800,0**	**86400,0**	**1000**	**60,000**	**1440,000**	**16,6666**

Umrechnung
von
l pro Sek., l pro Min., cbm pro Stde., cbm pro Tag.

Tabelle 86. Fortsetzung.

cbm pro Std.	cbm pro Tag	l pro Sek.	l pro Min.	cbm pro Tag	l pro Sek.	l pro Min.	cbm pro Std.
1	24	0,277	16,66	1	0,0115	0,6944	0,0417
2	48	0,555	33,33	2	0,0231	1,3888	0,0333
3	72	0,833	50,00	3	0,0347	2,0833	0,1250
4	96	1,111	66,66	4	0,0462	2,7777	0,1667
5	**120**	**1,388**	**83,33**	**5**	**0,0578**	**3,4722**	**0,2083**
6	144	1,666	100.00	6	0,0694	4,1666	0,2500
7	168	1,944	116,66	7	0,0810	4,8611	0,2917
8	192	2,222	133 33	8	0,0925	5,5555	0,3333
9	216	2,500	150,00	9	0,1041	6,2500	0,3750
10	**240**	**2,777**	**166,66**	**10**	**0,1157**	**6,9444**	**0,4166**
12	288	3 333	200,00	12	0,1388	8,3333	0 5000
14	336	3,883	233.33	14	0,1620	9,7222	0,5833
16	384	4,444	266,66	16	0,1851	11,1111	0,6666
18	432	5,000	300.00	18	0,2083	12,5000	0,7500
20	**480**	**5,555**	**333,33**	**20**	**0,2314**	**13,8888**	**0,8333**
25	600	6,944	416.66	25	0,2893	17,3611	1,0416
30	720	8,333	500,00	30	0,3472	20.8333	1 2500
35	840	9,722	583,33	35	0,4051	24,3055	1,4583
40	960	11,111	666,66	40	0,4629	27,7777	1,6666
45	1080	12,500	750,00	45	0,5208	31,2500	1,8750
50	**1200**	**13,800**	**833,33**	**50**	**0,5787**	**34,7222**	**2,0833**
55	1320	15,277	916,66	55	0,6365	38,1944	2,2916
60	1440	16,666	1000,00	60	0.6944	41,6666	2,5000
65	1560	18,055	1083,33	65	0,7523	45,1388	2,7083
70	1680	19,443	1166,66	70	0,8101	48,6111	2,9166
75	1800	20,833	1250,00	75	0,8680	52.0833	3,1250
80	1920	22,222	1333,33	80	0,9259	55,5555	3.3333
85	2040	23,610	1416.66	85	0,9837	59,0277	3.5416
90	2160	25,000	1500,00	90	1,0416	62,5000	3,7500
95	2280	26,388	1583,33	95	1,0995	65,9723	3,9583
100	**2400**	**27,777**	**1666,66**	**100**	**1,1574**	**69,4444**	**4,1666**
110	2640	30,555	1833.33	110	1,2731	76.3888	4,5833
120	2880	33,333	2000,00	120	1,3888	83,3333	5,0000
130	3120	36,111	2166,66	130	1,5045	90,2777	5,4166
140	3360	38,888	2333.33	140	1,6203	97,2222	5,8333
150	3600	41,666	2500,00	150	1,7360	104,1666	6,2500
160	3840	44,444	2666.66	160	1,8518	111,1111	6,6666
170	4080	47,222	2833,33	170	1,9675	118,0555	7,0833
180	4320	50.000	3000,00	180	2,0833	125,0000	7,5000
190	4560	52,777	3166,66	190	2,1990	131,9444	7,9166
200	4800	55,555	3333,33	200	2,3148	138.8888	8,3333
300	7200	83,333	5000,00	300	3,4722	208,3333	12,5000
400	9600	111,111	6666,66	400	4,6296	277,7777	16,6666
500	**12000**	**138,888**	**8333,33**	**500**	**5,7870**	**347,2222**	**20,8333**
600	14400	166,666	10000.00	600	6,9444	416,6666	25,0000
700	16800	194.444	11666,66	700	8,1018	486,1111	29,1666
800	19200	222,222	13333,33	800	9,2592	555,5555	33,3333
900	21600	250,000	15000,00	900	10,4166	625,0000	37,5000
1000	**24000**	**277,777**	**16666,66**	**1000**	**11,5740**	**694,4444**	**41,6666**

Anm. Es ist

1 Tag = 1 440 Minuten = 86 400 Sekunden,
1 Jahr (365 Tage) = 525 600 „ = 31 536 000 „ = 8760 Stunden.

Umrechnung von l pro Sek. und cbm pro Jahr.

Tabelle 87.

sl	cbm pro Jahr	sl	cbm pro Jahr	cbm pro Jahr × 1000	sl	cbm pro Jahr × 1000	sl
1	31 536	20	620 720	10	0,31709	30	0,95127
2	62 072	25	788 400	11	0,34880	40	1,26836
3	94 608	30	946 080	12	0,38051	50	1,58545
4	126 144	35	1 103 760	13	0,41222	60	1,90254
5	157 680	40	1 261 440	14	0,44393	70	2,21963
6	189 216	45	1 419 120	15	0,47564	80	2,53672
7	220 752	50	1 576 800	16	0,50734	90	2,85381
8	252 288	60	1 892 160	17	0,53905	100	3,17098
9	283 824	70	2 207 520	18	0,57076	250	7,9273
10	315 360	80	2 522 880	19	0,60247	500	15,8545
15	473 040	90	2 838 240	20	0,63418	1000	31,7098

Literatur zu Kapitel X: 12, 15, 27, 35, 39, 40, 41, 55, 65, 71, 72, 73, 79, 83, 100, 102, 110, 115, 119, 131, 133, 140, 141, 143, 166.

Nachträge.

Zu § 8. Schleppkraft. Zu anderen Ergebnissen als Kreuter kommt Lippke [117] S. 382. Nach ihm genügt schon der innere Gleitungswiderstand des Wassers, um eine gleichförmige Geschwindigkeit zu bewirken. An der Stromsohle findet eine Dreiteilung des dem Wasser durch die Schwere verliehenen Arbeitsvermögens statt. Ein Teil der Energie wird verbraucht zur Überwindung des inneren Gleitungswiderstands (Bewegungsverlust), ein zweiter Teil dient zur Überwindung des Schleppwiderstands, der Rest ruft die Geschiebewanderung hervor und ist durch die Sohlengeschwindigkeit meßbar. Für die aufgestellten Formeln vgl. die Quelle.

Zu § 9. Wasserschlösser. Vgl. [169] Aufgabe 185 und 186.

Zu § 22. Besondere Widerstände. Neue Versuche an Rohrleitungen und Formstücken s. Z. 1911, Bd. 55, S. 1411. Über Ventilwiderstände s. [169] Aufgabe 187; ferner [169] Formelsammlung.

Tabelle 88. **Häufig gebrauchte Zahlenwerte.**

Funktion	Numerus	Logarithmus
π	3,14159	0.49715
2π	6,28318	0.79818
3π	9,42478	0.97427
4π	12,56637	1.09921
$\pi : 2$	1,57080	0.19612
$\pi : 3$	1,04720	0.02003
$\pi : 4$	0,78540	0.89509—1
$\pi : 6$	0,52360	0.71900—1
$\pi : 180$	0,01745	0.24188—2
$1 : \pi$	0,31831	0.50285—1
$1 : 2\pi$	0,15915	0.20182—1
$1 : 3\pi$	0,10610	0.02573—1
$1 : 4\pi$	0,07960	0.90099—2
$2 : \pi$	0,63662	0.80388—1
$3 : \pi$	0,95493	0.97997—1
$4 : \pi$	1,27323	0.10491
$6 : \pi$	1,90986	0.28100
$180 : \pi$	57,29578	1.75812
$2\pi : 3$	2,09430	0.32126
$3 : 2\pi$	0,47746	0.67894—1
$4 : 3\pi$	0,42441	0.62779—1
π^2	9,86904	0.99430
π^3	31,00628	1.49145
π^4	97,40909	1.98860
π^5	306,01969	2.48575
$1 : \pi^2$	0,10132	0.00570—1
$1 : \pi^3$	0,03225	0.58855—2
$1 : \pi^4$	0,01140	0.01140—2
$1 : \pi^5$	0,00327	0.51425—3
$\sqrt{\pi}$	1,77245	0.24857
$\sqrt{2\pi}$	2,50663	0.39909
$\sqrt{3\pi}$	3,07000	0.48714
$\sqrt{4\pi}$	3,54495	0.54961
$\pi\sqrt{2}$	4,44289	0.64766
$\pi\sqrt{\pi}$	5,56833	0.74572

Funktion	Numerus	Logarithmus
$1:\sqrt{\pi}$	0,56419	0.75143—1
$\sqrt{1:\pi}$	0,56419	0.75143—1
$\sqrt{\pi:2}$	1,25331	0.09806
$\sqrt{2:\pi}$	0,79788	0.90194—1
$\sqrt{\pi:3}$	1,02329	0.01001
$\sqrt{3:\pi}$	0,97721	0.98998—1
$\sqrt[3]{\pi}$	1,46459	0.16572
$\sqrt[3]{\pi^2}$	2,14503	0.33143
$\sqrt[3]{2\pi}$	1,84526	0.26606
$\pi\sqrt[3]{\pi}$	4,60115	0.66287
$\sqrt[3]{1:\pi}$	0,68278	0.83428—1
$\sqrt[3]{3:4\pi}$	0,62035	0.79264—1
$\sqrt[3]{\pi:2}$	1,16245	0.06537
$\sqrt[3]{2:\pi}$	0,86025	0.93463—1
$\sqrt[3]{\pi:3}$	1,01549	0.00667
$\sqrt[3]{3:\pi}$	0,98475	0.99332—1
$\sqrt[3]{\pi:4}$	0,92263	0.96503—1
$\sqrt[3]{\pi:6}$	0,80610	0.90633—1
g (45°)	9,80617	0.99150
$1:g$	0,10195	0.00850—1
$1:2g$ $(g = 9{,}81)$	0,05097	0.70830—2
$1:3g$ $(g = 9{,}81)$	0,03399	0.53139—2
g^2 $(g = 9{,}81)$	96,16097	1.98300
$\sqrt{g}$ $(g = 9{,}81)$	3,13209	0.49583
$2\cdot\sqrt{g}$ $(g = 9{,}81)$	6,26418	0.79686
$\sqrt{2g}$ $(g = 9{,}81)$	4,42945	0.64635
$\pi\cdot\sqrt{g}$ $(g = 9{,}81)$	9,83976	0.99298
$\pi\cdot\sqrt{2g}$ $(g = 9{,}81)$	13,91536	1.14350
$\pi:\sqrt{g}$ $(g = 9{,}81)$	1,00303	0.00132
$\pi:\sqrt{2g}$ $(g = 9{,}81)$	0,70925	0.85800—1
e	2,71825	0.43429
e^2	7,38906	0.86859
$1:e$	0,36788	0.56571—1
$1:e^2$	0,13533	0.13141—1
$\sqrt{e}$	1,64872	0.21715
$\sqrt[3]{e}$	1,39561	0.14476
$1:\sqrt{e}$	0,60653	0.78285—1
$1:\sqrt[3]{e}$	0,71654	0.85524—1

Stichwortverzeichnis.

Literaturverzeichnis.

1. Abaque pour le calcul des conduites. Génie civil (50) 1907, S. 407.
2. Aichel: Experimentelle Untersuchungen über den Abfluß des Wassers bei vollkommenen Überfallwehren verschiedener Grundrißanordnung. München und Leipzig 1907.
3. Allievi und Dubs: Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen. Berlin 1909. (S. a. S. B. 1910, S. 278.)
4. Allitsch: Beitrag zur graphischen Ermittlung des Fassungsvermögens von Abwasserkanälen. Ö. W. B. 1905, S. 136.
5. Baudisch: Eine graphische Bestimmung von Bahnkurven bei reibungslosen wirbelfreien Flüssigkeitsbewegungen. Ö. Z. 1910, S. 85.
6. Bazin: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir. A. P. C. 1888, Nr. 52, S. 393; s. auch Z. 1889, S. 513.
7. Bazin: Expériences nouvelles sur la distribution des vitesses dans les tuyaux. Paris 1897.
8. Bazin: Etude d'une nouvelle formule pour calculer le débit des canaux découverts. A. P. C. 1897, IV, S. 20 (ferner: 1898, I, S. 304; s. auch Z. B. 1898, S. 317).
9. Bazin: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir. A. P. C. 1898, II, S. 151 (u. A. Versuche an ausgeführten Wehren).
10. Bazin: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir executées à Dijon de 1886 à 1895. Paris 1898.
11. Biel: Über den Druckhöhenverlust bei der Fortleitung tropfbarer und gasförmiger Flüssigkeiten. Berlin 1907.
12. Bindemann: Über die Abweichung zwischen der mittleren Abflußmenge und der Abflußmenge bei Mittelwasser. Zentralbl. 1897, S. 638.
13. Bloudek: Staukurve. Ö. W. B. 1910, S. 55, 564.
14. Bodaszewski: Strömung reibender Flüssigkeiten in Rohrleitungen. Ö. Z. 1906, S. 326.
15. Bodenseher: Über das Retentionsvermögen von Sammelbehältern mit Überfällen. Ö. Z. 1908, S. 401; s. a. Ö. Z. 1909, S. 353.
16. Bodenseher: Ein graphisches Verfahren zur Berechnung der Wasserleitungsrohrnetze. Ö. Z. 1911, S. 113.
17. Bötticher: Zur Theorie des Staus. Ö. Z. 1911, S. 182.
18. Boileau: Traité de la mesure des eaux courantes. 1854.
19. Bornemann: Ausfluß bei Schützen und schützenähnlichen Mündungen. Ziviling. 1880, XXV, S. 297.
20. Bornemann: Formel für die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Polyt. Zentralblatt 1869, S. 403.
21. Bornemann: Versuche über den Ausfluß des Wassers bei breiten Überfällen. Ziviling. 1870, S. 293.

22. B o u d e v i l l e: Distributions d'eau. Abaques pour installations privées. La Technique sanitaire 1909, S. 170.
23. B o u s s i n e c q: Essai sur la théorie de l'écoulement d'un liquide par un orifice en mince paroi. C. R. 1870, LXX, S. 33.
24. B o u s s i n e c q: L'écoulement par un déversoir en mince paroi. Mon. ind. 1887, XIV, S. 229.
25. B o x: Practical Hydraulics. London 1895.
26. B r a s c h m a n n: Bestimmung der Abflußmenge von Überfällen. Ziviling. 1863, S. 450.
27. B r a u e r: Grundzüge der praktischen Hydrographie. Hannover 1907.
28. B r e i t e n b a c h: Tafeln zur graphischen Ermittlung der Gefälle. Zum Gebrauch bei der Aufstellung von Meliorations-, Wege-, Wasserleitungsprojekten usw. Königsberg 1907.
29. B u c k l e y: Facts, figures and formulae for irrigation engineers. London 1908.
30. B ü s i n g: Die Städtereinigung. Stuttgart 1900.
31. C a s t e l: Expériences, faites au chateau d'eau de Toulouse sur l'écoulement de l'eau par les déversoirs. A. P. C. 1837.
32. C h r i s t e n, Th.: Das Gesetz der Translation des Wassers in regelmäßigen Kanälen, Flüssen und Rohren. Leipzig 1903.
33. C o l e m a n n: A short method of recomputing sewer discharges for a changed value of *n* in Kutter's formula. Eng. News (58) 1907, S. 552.
34. C o l i g n o n: Sur la manière de trouver de débit d'un conduit d'eau. A. P. C. 1892, II, S. 845.
35. C r a m e r: Die größten Abflußmengen in Flüssen, Bächen und städtischen Entwässerungskanälen. Z. B. 1893, S. 265.
36. D a n k w e r t s: Tabellen zur Berechnung der Stauweiten in offenen Wasserläufen. Wiesbaden 1903.
37. D i d e: Perturbations produites par la fermeture des robinets vannes sur le fonctionnement d'une distribution d'eau. Génie civil (54) 1908, S. 448.
38. — Druckhöhenverlust beim Durchfluß des Wassers durch einen 610 mm Absperrschieber. Ga 1894, S. 129.
39. D u m a s: La crue de la Seine de Janvier 1910. Génie civil (56) 1910, S. 256, 397.
40. E i d g e n ö s s i s c h e s H y d r o m e t r i s c h e s B u r e a u: Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz. Bern 1907.
41. E i d g e n ö s s i s c h e s H y d r o m e t r i s c h e s B u r e a u: Rheingebiet von den Quellen bis zur Taminamündung. Bern 1907.
42. E k i n: Water pipe and sewer discharge diagrams. London 1908.
43. E y t e l w e i n: Über den Reibungswiderstand. Abh. d. K. Akad. d. Wiss. Berlin 1813—1814.
44. F a n n i n g: A treatise on Hydraulic and water supply Engineering. New York 1902.
45. F a r g u e: Expériences relatives à l'action de l'eau courante sur fond de sable. A. P. C. 1894, I, S. 426.
46. F a r g u e: Hydraulique fluviale. A. P. C. 1900, I, S. 106.
47. F a r g u e: Vérification théorique des lois empiriques relatives a la forme du lit des rivières navigables à fond mobile. A. P. C. 1903, II, S. 179.
48. F a r g u e: Les équations des lois empiriques de l'hydrologie fluviale. A. P. C. 1907, III, S. 121.
49. F l a m a n t: Etude sur les formules de l'écoulement de l'eau dans les tuyaux de conduite. A. P. C. 1892, II, S. 301.

50. Flamant: Hydraulique. Paris 1900.
51. Flick: Tafeln zur Berechnung von unter Druck liegenden vollaufenden Durchlässen und Leitungen. Der Kuturtechniker 1910, S. 67.
52. Forchheimer: Über Rohrnetze. Z. 1889, H. 16 u. 18.
53. Forchheimer: Günstigste Grabenneigung und Rohrweiten bei Wasserkraftanlagen. Ö. Z. 1901, S. 775.
54. Forchheimer: Wasserbewegung in Wanderwellen. Z. G.k. VI, 1904, S. 321.
55. Forchheimer: Über das Fortschreiten von Hochwasseranschwellungen in Flußläufen. Ö. Z. 1907, S. 325.
56. Forchheimer: Hydraulik (Enzyklopädie d. Mathem. Wissenschaften, Bd. IV, 3. Teilband). Leipzig 1901—1908.
57. Fournié: Sur l'écoulement permanent et uniforme des liquides. A. P. C. 1898, III, S. 1.
58. Frank: Die Berechnung der Kanäle und Rohrleitungen. München und Leipzig 1886.
59. Frese: Versuche über den Abfluß des Wassers bei vollkommenen Überfällen. Z. 1890, S. 1285 ff.
60. Frühling: Entwässerung der Städte. Leipzig 1903.
61. F-teley, Stearns: Experiments on the flow of water. Trans. Am. Eng. 1883, XII, S. 1.
62. Gamann: Hydraulik und ihre Anwendung in der Kulturtechnik. Berlin 1909.
63. Ganguillet und Kutter: Neue allgemeine Formel für die Bewegung des Wassers. Ö. Z. 1869, S. 6.
64. Gaukler: Bewegung des Wassers in Röhren. A. P. C. 1868, Bd. 15, IV, S. 229.
65. Gennerich: Die Flüsse Deutschlands. Z. G.k. 1906, VIII. Bd., H. 3 u. 4.
66. Gerhardt: Tafel zur Bestimmung der Drainrohrweiten. Berlin.
67. Grashof: Theoretische Maschinenlehre. 1. Bd. Hydraulik. Leipzig 1875.
68. Grashof: Humphreys-Abbots Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Z. 1869, S. 289.
69. Gravelius: Die Geschwindigkeitsformel. Z. G.k. I, S. 197.
70. Gravelius: Herrn Bazins neue Untersuchungen über den Abfluß an Überfällen. Z. G.k. III, S. 162.
71. Gravelius: Die mittlere Abflußmenge. Z. G.k. III, S. 212.
72. Gravelius: Über Niederschlagsdauer und Niederschlagsdichte. Z. G.k. VIII, S. 60.
73. Gravelius: Über die Wasserführung der Flüsse. Z. G.k. IX, S. 254.
74. Gremand: Graphische Tafeln zur Bestimmung der Dimensionen von Druckleitungen und Kanälen. Zürich 1905.
75. Greve: Die Bewegung des Wassers in den Strömen. Münster i. W., Buchdruckerei von J. Bredt. 1902.
76. Grunsky, Hydrometrische Messungsverfahren in den Vereinigten Staaten Amerikas. Z. G.k. X, 1910, S. 193.
77. Gübel: Ein neues Rechnungsverfahren bei Aufgaben der Hydraulik. Ge 1899, S. 169, 189, 205.
78. Hajos: Integralschwimmermessung für kleine Geschwindigkeiten. Z. B. 1904, S. 281.
79. Halter: Zur Bestimmung der Hochwassermessungen an Bächen und Flüssen. Ö. Z. 1893, S. 173.
80. Hanna: The effect of changes in canal grades on the rate of flow. Eng. News (58) 1907, S. 545 — in canal cross sections upon — Eng. News (58) 1907, S. 334).

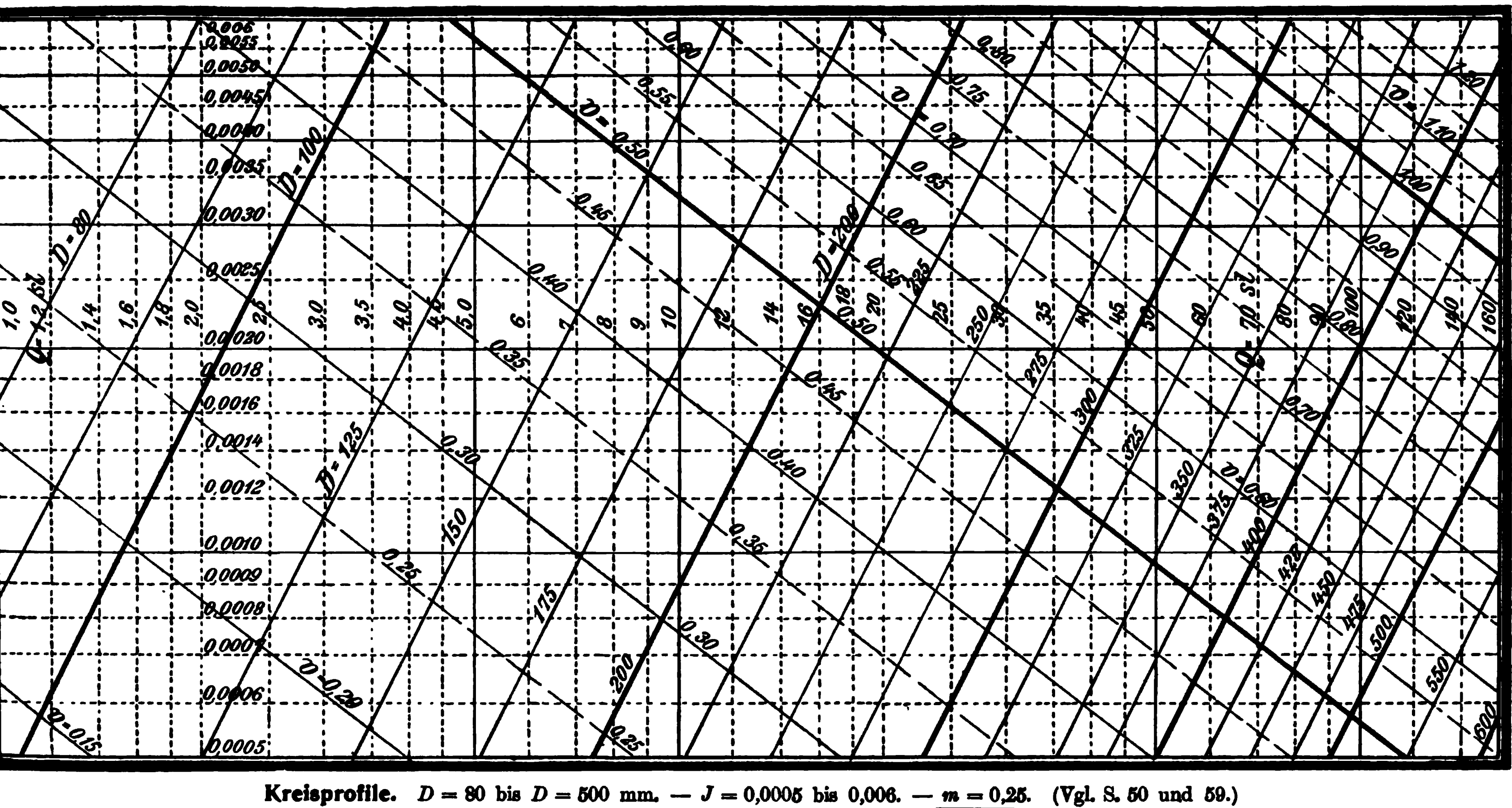
81. Hansen: Die Bestimmung von Wassermengen mittels Überfälle ohne Seitenkontraktion. Z. 1892, S. 1057 u. 1087.
82. Hauber, W.: Hydraulik. Leipzig 1908. (Sammlung Göschen.)
83. Hellmann: Die Niederschläge in den norddeutschen Stromgebieten. Berlin 1906.
84. Hennell: Hydraulic and other tables for purposes of sewerage and water supply. London 1902.
85. Hermanek: Über die Wirkungsweise von Überfallschwellen verschiedener Dispositionen. Ö. Z. 1893, S. 622, 1907, S. 571.
86. Hermanek: Theorie des freien Ausflusses von Flüssigkeiten an Mündungen und Überfällen. Wien 1903.
87. Heßle: Die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in natürlichen Gewässern. Z. G.k. II, 1899, S. 20.
88. Heyd: Die Wirtschaftlichkeit bei den Städteentwässerungsverfahren. Mannheim 1908.
89. Heyne: Eine Studie über hydraulische Koeffizienten. Ö. Z. 1902, S. 840.
90. Hiscox: Hydraulic Engineering. New York 1908.
91. Hochschild: Versuche über die Strömungsvorgänge in erweiterten und verengten Kanälen. (Diss.) 1910.
92. Holl: Die Projektierung von Wasserkraftanlagen. München 1908.
93. Huttern: Rationelle Hydromechanik. New York 1910. J. J. Little Ives Co.
94. Iben: Druckhöhenverlust in geschlossenen eisernen Rohrleitungen. Hamburg 1880.
95. Imhof: Taschenbuch für Kanalisationsingenieure. München u. Berlin 1907.
96. Imhof: Eine einfache Art, allerhand Kanalquerschnitte rasch zu berechnen. Gesundh. Ing. 30, S. 197.
97. Jöhrens: Über die Bewegung des Wassers in Kanälen. H. 1902, S. 258.
98. Kajet: Apparat zur Messung frei auslaufender Wassermengen. Ga 1908, S. 1173.
99. Kinzer: Wassereichungen und Überfallmessungen. Ö. Z. 1897, S. 544.
100. Klunzinger: Weitere Studien über den Verlauf der Hochwässer. Ö. Z. 1896, S. 33.
101. König: Das hydrotechnische Rechnen mittels Hilfstabellen. Leipzig 1904.
102. Krawinkel: Regenabfluß und Abflußverzögerung. Ge 1905, S. 269.
103. Kresnik: Formeln für Sparbeckenschleusen. Ö. Z. 1906, S. 84.
104. Krey: Wasserstoß und stoßfreie Bewegung des Wassers. H. 1904, S. 533, 547.
105. Krey: Zur Frage der Bewegung des Wassers beim Ausfluß aus einer Öffnung. Z. B. 1904, S. 625.
106. Krug: Die Drucklinie der Rohrnetze. Ge 1895, S. 664.
107. Kutter: Die neuen Formeln für die Bestimmung der Geschwindigkeit des Wassers in Kanälen und Flüssen von Darcy-Bazin und von Humphreys-Abbot. Kulturing. 1869, S. 87.
108. Kutter: Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen. Berlin 1885.
109. Labes: Tafel zur Berechnung der Druckhöhenverluste des Wassers in geschlossenen Rohrleitungen. Wiesbaden 1903.
110. Lauterburg: Anleitung zur Berechnung der (mitteleuropäischen) Quellen- und Stromabflußmengen aus der Regenmenge, Größe und Beschaffenheit der Quellen- und Flußgebiete. Wiener Allg. Bauzeitung 1887.
111. Lesbros: Expériences hydrauliques sur les lois de l'écoulement de l'eau. Paris 1851.
112. Lévy: Mouvement de l'eau dans les tuyaux circulaires. Mém. Soc. Ing. Civ. 1888, XL, 2, S. 527.

113. Lieckfeld: Von der Bewegung des Wassers. Z. B. 1903, S. 497.
114. Lilienstern und Rühle: Tafeln zur Bestimmung von Rohrweiten. Ga 1911, S. 355.
115. Lippke: Beitrag zur Berechnung der Abflußmengen in Strömen aus Oberflächengeschwindigkeitsmessungen. Z. G.k. IX, S. 271.
116. Lippke: Die Grundsätze des Gleichgewichts und der gleichförmigen Wasserbewegung in den natürlichen Strömen. Z. G.k. IX, S. 291.
117. Lippke: Untersuchungen über die Verteilung der Wassergeschwindigkeiten in den Querschnitten der natürlichen Ströme. Z. G.k. X, S. 243.
118. Lueger: Über Druckverluste in Rohrleitungen. Ga 1881, S. 158.
119. Lueger: Über Entstehung und Verlauf von Hochfluten. Ö. Z. 1885.
120. Lueger: Die Wasserversorgung der Städte. Bd. I, 1895. Bd. II, 1908.
121. Lorenz: Technische Hydromechanik. Berlin 1910.
122. Mandl: Graphische Darstellung von mathematischen Formeln. Wien 1902.
123. Mannes: Die Berechnung von Rohrnetzen städtischer Wasserleitungen. München 1909.
124. Meißner: Die Hydraulik und die hydraulischen Motoren. 2. Aufl. Jena 1895—99.
125. Melli: Über die Berechnung von Kanalprofilen und kreisförmigen Leitungen. S. B. 1892, II, S. 1.
126. Mensing, W.: Kanaltafeln. Bautzen 1910. Selbstverlag.
127. Merrill: Flow of water in open conduits. The Engin. Record 1907, S. 708.
128. Möller: Ungleichförmige Wasserbewegung (Wassersprung). H. 1894, S. 581; 1897.
129. Monteil: Débit d'un orifice circulaire. A. P. C. 1907, III, S. 139.
130. Müller: Hydrometrie. Hannover 1903.
131. Murphy: A method of computing flood discharge and cross section area of streams. Eng. News (53) 1905, S. 355.
132. Murphy: Effect of roughness of bed on depth of water and distribution of velocity. Eng. News (62) 1909, S. 720.
133. Pascher: Die Bestimmung der größten Hochwasserabflußmenge. Ö. Z. 1892, S. 321; s. a. Ö. Z. 1902. S. 532.
134. Pelinka: Beitrag zur Berechnung der wirtschaftlich günstigsten Rohrdurchmesser bei Pumpwerkwasserleitungen. Ö. Z. 1907, S. 901.
135. Pfarr: Wirkungsgrad hydraulischer Akkumulierungsanlagen. Z. f. d. ges. Turbinenwesen 1909, S. 453.
136. Poison: Sur la forme des cours d'eau à fond mobile. A. P. C. 1902, I, S. 32.
137. Pressel: Beitrag zur Bemessung des Inhalts von Wasserschlössern. S. B. 1909, S. 57.
138. Rapp: Hydrotechn. Studien. (Bögler, Weilheim in Oberbayern.) 1883.
139. Rehbock, Th.: Die Ausbildung der Überfälle beim Abfluß von Wasser über Wehre usw. Festschrift 1909.
140. Riedel: Das Verhältnis von Niederschlag und Abfluß. Wien 1903.
141. Ritter: Die Fortpflanzung der Wasserwellen. Z. 1892, S. 947.
142. Rühlmann: Hydromechanik. 2. Aufl. Hannover 1880.
143. Ruvarac-Penk: Die Abfluß- und Niederschlagsverhältnisse von Böhmen. Wien 1896.
144. Schewior: Hilfstafeln zur Berechnung von Meliorationsentwürfen. Berlin 1907.
145. Schmid: Hydrologische Untersuchungen an den öffentlichen Flüssen im Königreich Bayern.

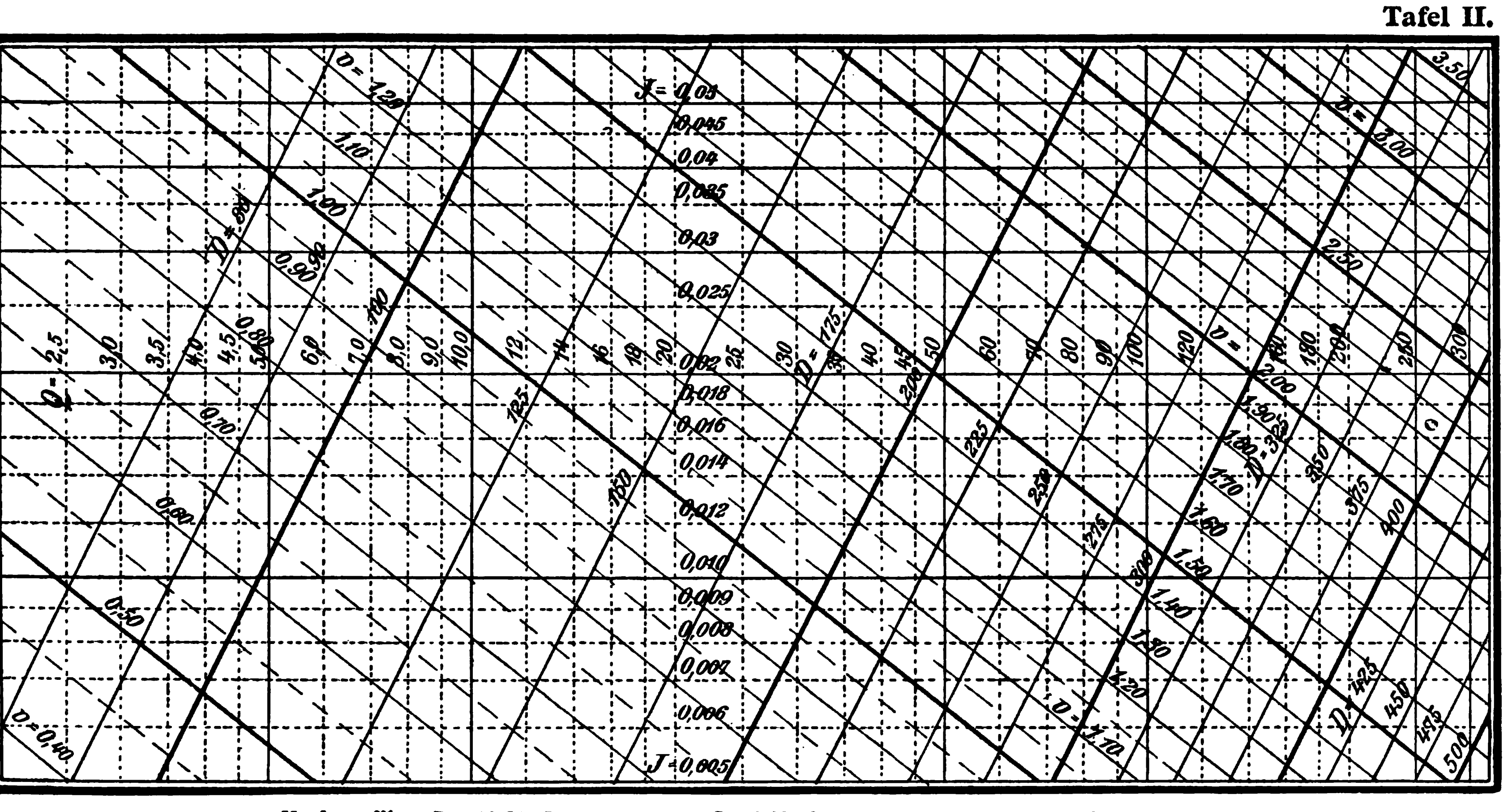
146. S c h m i d t: Die gebräuchlichsten Kanalprofile mit ihren Leistungs- und Geschwindigkeitskurven. Duisburg 1909.
147. S c h m i d t: Kritische Kanalgefälle. Ge 1909, S. 353.
148. S c h ü n g e l: Tafeln zur graphischen Ermittlung der Wassergeschwindigkeit. Hannover 1900.
149a. S i e d e k: Neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Strömen. Wien 1901. (Sonderabdr. aus Ö. Z.)
149b. S i e d e k: Neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen. 1903. (S.A. aus Ö. Z.)
150. S i e d e k: Die natürlichen Normalprofile der fließenden Gewässer. Wien 1902.
151. S i e d e k, A.: Neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen. 1902. (S.A. aus Ö. Z.)
152. S i e d e k: Studie über die Bestimmung der Normalprofile geschiebeführender Gewässer. Wien 1905. (Ö. Z. 1905, S. 77.)
153. S o n n e: Grundlagen für die Berechnung der Wasserleitungen. Z. 1907, S. 1615. (Tafel hierzu von Vogt.)
154. S t ä d i n g: Kanalkurven zur Bestimmung der Abflußmengen und Geschwindigkeiten in Rohrleitungen und Kanälen. Barmen 1908. Selbstverlag. S. a. Ge 1907, S. 835.
155. S t e i n m e t z: Methoden der Wassermessung. Zeitschr. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1908, H. 9—11 und 1909, H. 2—8.
156. S t e v e n s: Comparison of formulas for computation of stream discharge. Eng. News (59) 1908, S. 683.
157. S t e v e n s: Experiments on small weirs and measuring modulles. Eng. News (64) 1910, S. 171.
158. S t e w a r t: Flow of water through submerged tubes. Eng. News (59) 1908, S. 35.
159. T o l k m i t t: Grundlagen der Wasserbaukunst. 2. Aufl., bearb. u. herausg. von B u b e n d e y. Berlin 1907.
160. V a u t h i e r: Barrage à encombrement et barrages en lits evasé, sans encombrement. A. P. C. 1900, III, S. 207.
161. V i c a r i: Die graphische Berechnung städtischer Kanalnetze nach Ingenieur Hauff, Mainz. Ge 1909, S. 569.
162. V i e s e r: Anwendung der Nomographie auf hydraulische Formeln. Ö. Z. 1910, S. 225, 658.
163. V o i g t: Über Sammelkanäle und deren Höchstbeanspruchung. Ö. Z. 1909, S. 443.
164. W e i ß b a c h: Ausfluß des Wassers unter hohem Druck. Polyt. Zentralblatt 1863, S. 450.
165. W e x: Hydrodynamik. Leipzig 1888.
166. W e y r a u c h, Unterlagen zur Dimensionierung städtischer Kanalnetze. Stuttgart 1904.
167. W e y r a u c h, Wasserversorgung der Ortschaften. Leipzig 1910 (Göschen).
168. W e y r a u c h: Zur Berechnung von Rohrleitungen. Z. B. 1910, S. 521.
169. W i t t e n b a u e r: Aufgaben aus der Technischen Mechanik. III. Berlin 1911.

Mechanische Hilfsmittel:

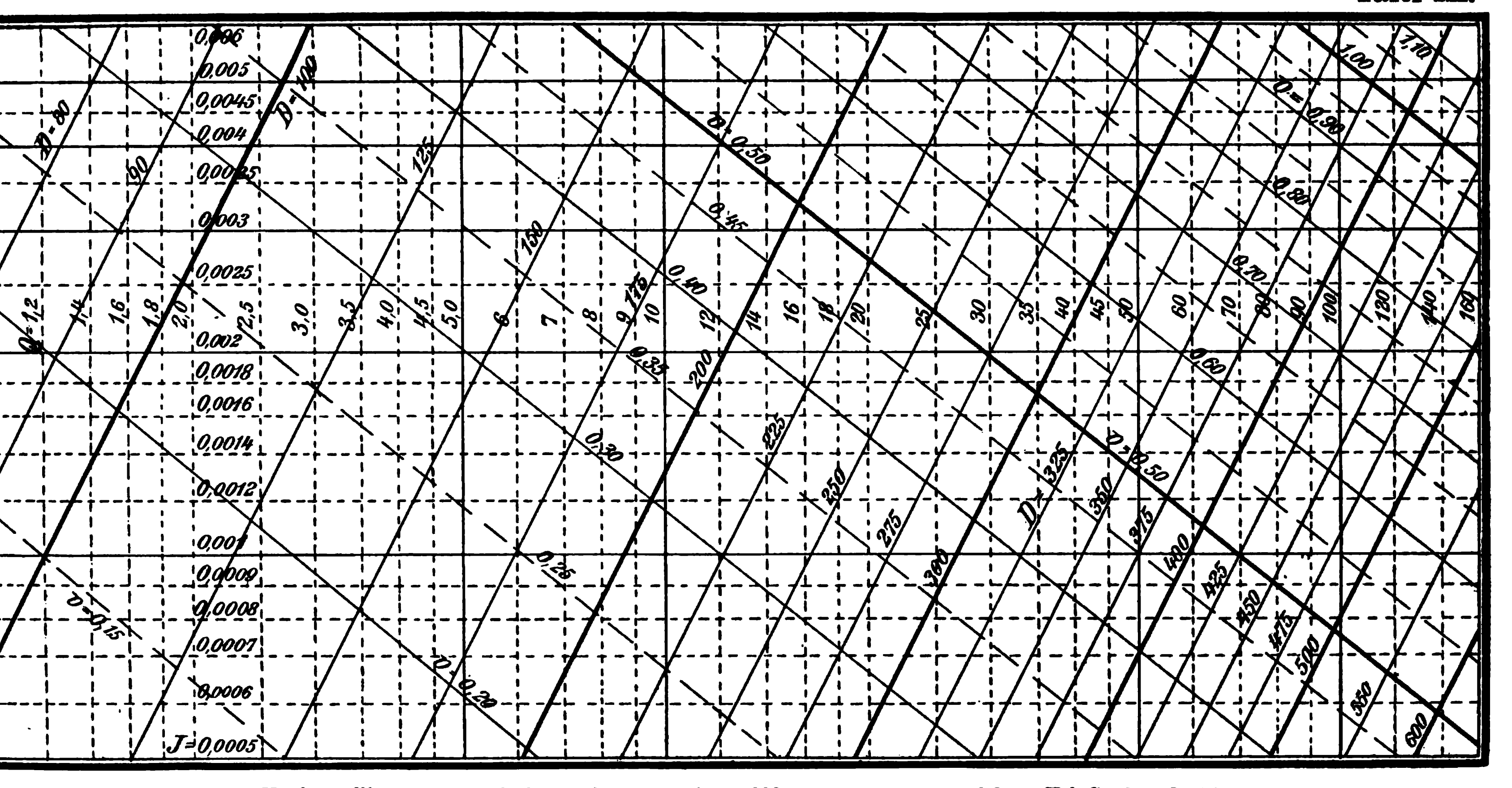
1. Rechenschieber für Fluß- und Kanalbau von Dipl.-Ing. Joh. Kaumann, Berlin NW 40, Heidestr. 57. M. 15,—.
2. Kanalisationsrechenschieber von Vicari. Dennert & Pape, Altona. M. 12,—. (Ges. Ing. 1909, S. 747.)



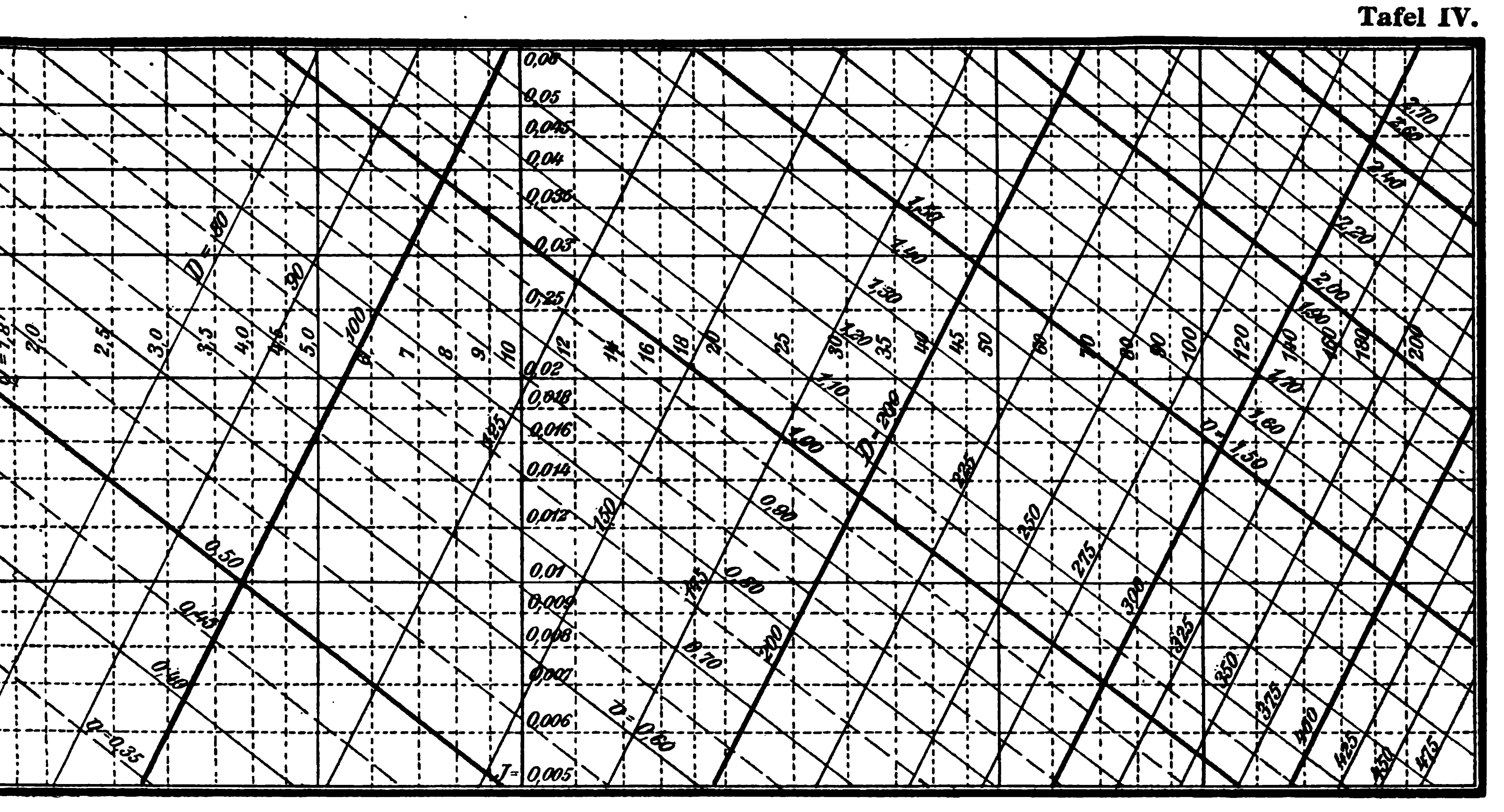
Kreisprofile. $D = 80$ bis $D = 500$ mm. — $J = 0{,}0005$ bis $0{,}006$. — $m = 0{,}25$. (Vgl. S. 50 und 59.)



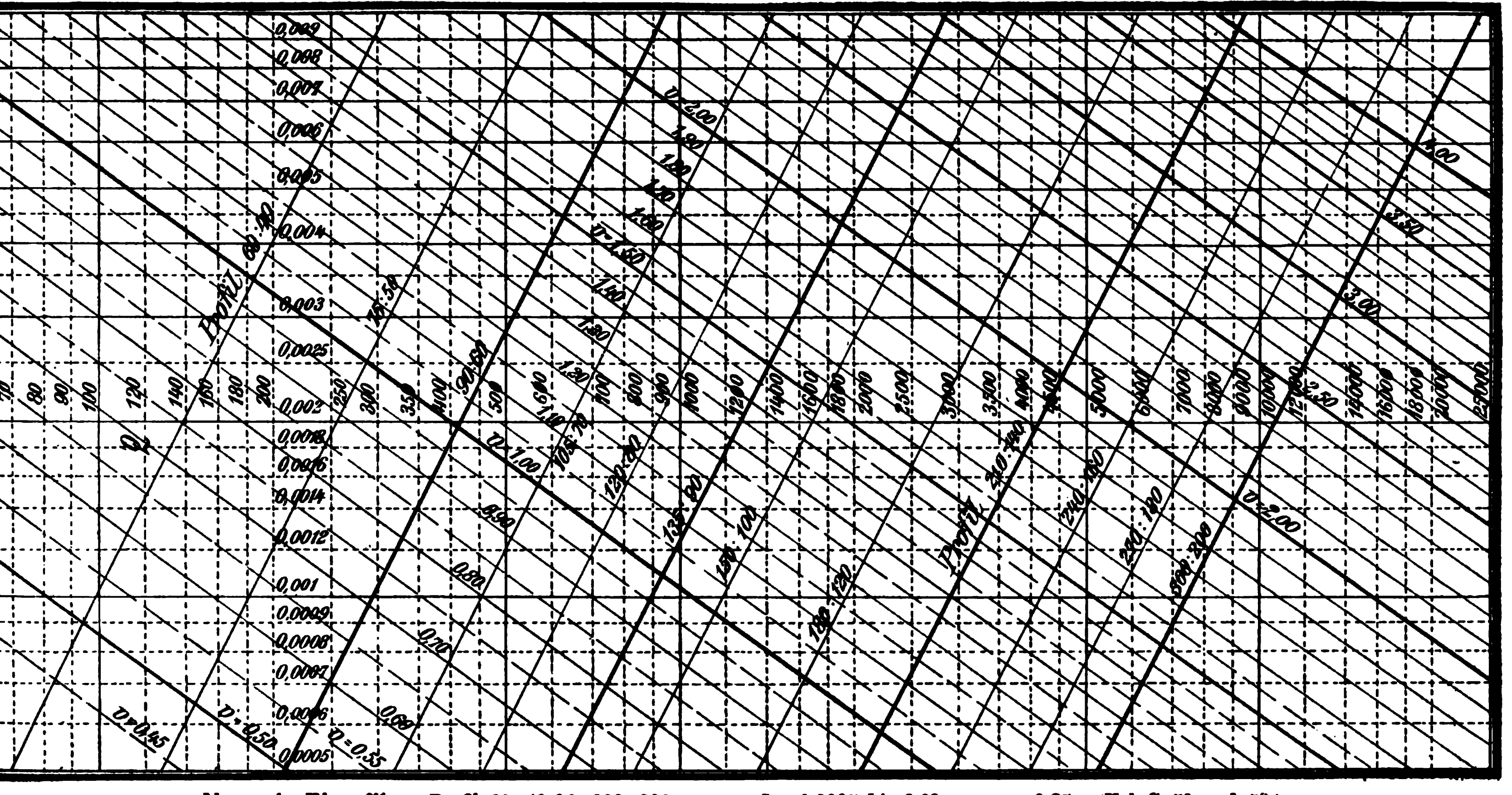
Kreisprofile. $D = 80$ bis $D = 400$ mm. — $J = 0{,}005$ bis $0{,}06$. — $m = 0{,}25$. (Vgl. S. 50 und 59.)



Kreisprofile. $D = 80$ bis $D = 500$ mm. — $J = 0{,}0005$ bis $0{,}006$. — $m = 0{,}35.$ (Vgl. S. 50 und 59.)



Kreisprofile. $D = 80$ bis $D = 400$ mm. — $J = 0{,}005$ bis $0{,}06$. — $m = 0{,}35$. (Vgl. S. 50 und 59.)



Normale Eiprofile: Profil 60:40 bis 300:200 cm. — $J = 0{,}0005$ bis 0,01. — $m = 0{,}35$. (Vgl. S. 50 und 59.)

Tafel VI.

1,0y-D

1,0y-H

Kreisprofile

Eiprofile

∇Qmax

∇Qmax

∇v max

∇v max

R

ω - 248½°

ω - 297½°

ω - 257½°

ω - 308°

Q - Kurve

Q - Kurve

v - Kurve

v - Kurve

A

B

C

Kurventeil A-B.

0,1 0,05 0

Kurventeil A-C.

0 0,05 0,1

1,2 1,1 1,0 0,9 0,8 0,7 0,6 0,5 0,4 0,3 0,2 0,1 0,0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0 1,1 1,2

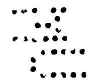
1,2 1,1 1,0 0,9 0,8 0,7 0,6 0,5 0,4 0,3 0,2 0,1 0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0 1,1 1,2

0,9 0,8 0,7 0,6 0,5 0,4 0,3 0,2 0,15 0,1 0,05 0,00

Q und v in Funktion der Fülltiefe für Kreisprofil und normales Eiprofil (3:2). (Vgl. S. 50 ff.)

VI.





Tafel VII.

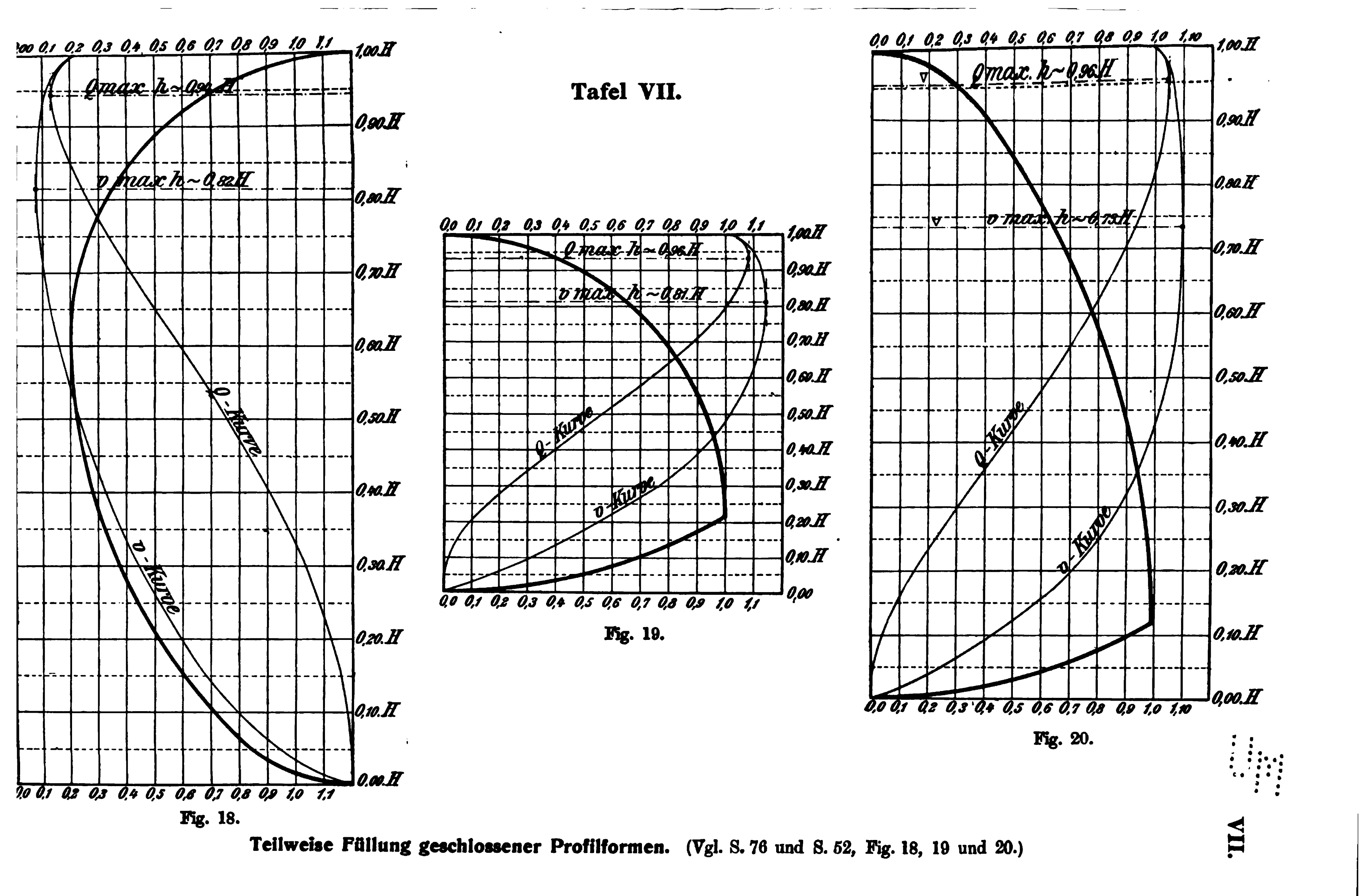


Fig. 18.

Fig. 19.

Fig. 20.

Teilweise Füllung geschlossener Profilformen. (Vgl. S. 76 und S. 52, Fig. 18, 19 und 20.)

VII.



Tafel VIII.

Füllungsgrad

y = 1,00 — 0,90 — 0,80 — 0,70 — 0,60 — 0,50 — 0,40 — 0,30 — 0,20 — 0,10 — 0,00

Rechteck: Böschung 1:0 — I — S = 1,0 — S = 10 — S = 20

Trapez: Böschung 1:0,5 — II — S = 1,0 — S = 10 — S = 20

1:1,0 — III — S = 1,0 — S = 10 — S = 20

1:1,5 — IV — S = 1,0 — S = 10 — S = 20

1:2,0 — V — S = 1,0 — S = 10 — S = 20

1:2,5 — VI — S = 1,0 — S = 10 — S = 20

$\frac{v}{\sqrt{J}}$ =

I: 0,0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0

II: 0,0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0

III: 0,0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0

IV: 0,0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0

V: 0,0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0

VI: 0,0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1,0

Trapezprofile: Werte $v:\sqrt{J}$ bei teilweiser Füllung, wenn für die Füllung $y = h : S = 1$ der Wert $v:\sqrt{J} = 1$ gesetzt ist.
Sohlenbreiten $S = 1,0$ bis $S = 20,0$ m. (Vgl. S. 41 und 42.)



VIII.

